



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN THE ROYAL OLIVE RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK BETON PRATEGANG

TEGAR FADHLUL HADI
NRP 3114 106 008

Dosen Pembimbing
Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE RESIDENCE
JAKARTA DENGAN BALOK BETON PRATEGANG**

TEGAR FADHLUL HADI
NRP 3114 106 008

Dosen Pembimbing
Prof. Tavo, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT (RC14-1501)

DESIGN MODIFICATION OF THE ROYAL OLIVE RESIDENCE APARTMENT JAKARTA USING PRESTRESSED CONCRETE BEAM

TEGAR FADHLUL HADI
NRP 3114 106 008

Academic Supervisors
Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE RESIDENCE
JAKARTA DENGAN BALOK BETON PRATEGANG**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

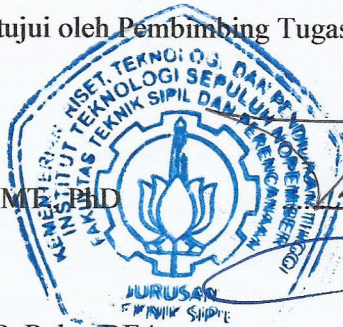
TEGAR FADHLUL HADI

NRP. 3114 106 008

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

Pembimbing I :
Prof. Tavio, ST., M.Eng., Ph.D

Pembimbing II :
Prof. Dr. Ir. I G. P. Raka, DEA



**SURABAYA
JANUARI, 2017**

KATA PENGANTAR

Saya panjatkan puji dan syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat, hidayah, dan karunia-Nya, Saya masih diberi kesehatan dan kesempatan dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Pada kesempatan ini Saya ingin menyampaikan rasa terima kasih Saya kepada semua pihak yang telah membantu Saya selama proses penyusunan Tugas Akhir ini, antara lain kepada:

1. Kedua orang tua Saya, Ayahanda Budi Damianto dan Ibunda Naning Triwati serta kedua kakak Saya, Fitrah Ikhlas Kautsar dan Fitrah Rachmat Kautsar atas segala perhatian, doa dan dukungan baik moral maupun materi.
2. Bapak Prof. Tavio, ST, MT, PhD. dan Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA. selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan bimbingan dan arahnya selama proses penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Bapak dan Ibu Dosen Jurusan Teknik Sipil atas bimbingan dan ilmunya selama masa perkuliahan di kampus ini.
4. Teman-teman seperjuangan dari LJ '14 khususnya LJ-PNJ '14, yang tidak hanya mengisi tetapi juga mewarnai hari-hari selama berada di tanah perantauan ini.
5. Semua pihak yang telah membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini, semoga Allah SWT selalu memberi rahmat-Nya kepada kalian.

Penulis juga mengharapkan saran-saran yang membangun bila terdapat kesalahan maupun kekurangan di dalam penulisan Tugas Akhir ini, dengan tujuan untuk proses pembelajaran mengenai pokok bahasan yang terdapat di dalamnya.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

Halaman ini sengaja dikosongkan

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN THE ROYAL OLIVE RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK BETON PRATEGANG

Nama Mahasiswa : Tegar Fadhlul Hadi
NRP : 3114 106 008
Jurusan : Teknik Sipil, FTSP – ITS
Dosen Pembimbing : Prof. Tavio, ST, MT, PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Abstrak

The Royal Olive Residence merupakan gedung apartemen yang berada di Jakarta Selatan. Gedung ini direncanakan dengan menggunakan peraturan lama, yaitu SNI 2847:2002 untuk perhitungan struktur beton dan SNI 1726:2002 untuk perencanaan ketahanan gempa.

Gedung 33 lantai dengan sistem ganda ini terdapat ruang serbaguna pada lantai 23, namun pemanfaatannya kurang maksimal karena adanya tiang-tiang kolom yang membatasi ruang tersebut. Maka, untuk memaksimalkan ruang tersebut perlu adanya perencanaan dengan menggunakan beton prategang, sehingga fungsi ruang dapat dimaksimalkan. Penggunaan beton bertulang tidak efisien karena ukuran balok menjadi sangat besar sehingga tidak sesuai dengan segi estetika dan arsitektural. Pada ruang serbaguna gedung ini direncanakan dengan metode prategang dengan sistem pasca-tarik, dimana kabel atau tendon ditarik setelah beton mengeras.

Selain itu, Modifikasi yang dilakukan adalah mengurangi lantai menjadi 24 lantai, sehingga ruang serbaguna yang menggunakan balok beton prategang berada di lantai atas. Modifikasi ini mengacu pada peraturan yang terbaru, yaitu SNI 2847:2013 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung, SNI 1726:2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, SNI 1727:2013 tentang beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain, Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983) serta peraturan mengenai desain balok prategang.

Kata Kunci : Beton Prategang, Pasca Tarik, Sistem Ganda

Halaman ini sengaja dikosongkan

DESIGN MODIFICATION OF THE ROYAL OLIVE RESIDENCE APARTEMENT JAKARTA USING PRESTRESSED CONCRETE BEAM

Name : Tegar Fadhlul Hadi
NRP : 3114 106 008
Major : Teknik Sipil, FTSP – ITS
Supervisor : Prof. Tavio, ST, MT, PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Abstract

The Royal Olive Residence is an apartment building located in South Jakarta. This building designed based on old codes, SNI 2847:2002 for the regulation of concrete structure for building and SNI 1726:2002 for the earthquake resistance design.

This 33 stories building with dual systems have a ballroom in story 23. However, the utilization of this ballroom is not optimal due to columns that separated the ballroom. Then, to maximize the function of the ballroom, we need to redesign the ballroom using prestressed beam, so that the function of this ballroom can maximized without columns that separated the ballroom. The use of reinforced concrete is not efficient due to the beam size becomes too large particularly in terms of aesthetics and architectural requirements. This ballroom is planned using prestressed method with post-tension system, that the tendon tensioned after the concrete hardens.

Furthermore, the modification to be made to reduce number of stories become 24 stories, so the ballrom that using prestressed concrete beam located on top floor. This modification based on the newest Indonesian National Standard, SNI 2847:2013 about the requirement of structural concrete for building, SNI 1726:2012 about planning procedures for earthquake resistance building structures, SNI 1727:2013 about minimum loading for planning building and other structures, Indonesia loading regulations for building, 1983 (PPIUG 1983) and the other regulation of designing prestressed concrete beam.

Keywords : *Prestressed Concrete, Post Tension, Dual System*

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR ISI

HALAMAN MUKA	i
LEMBAR PENGESAHAN.....	iii
KATA PENGANTAR	v
ABSTRAK.....	vii
DAFTAR ISI	xi
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL.....	xix
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Perumusan Masalah.....	3
1.3. Tujuan.....	4
1.4. Batasan Masalah.....	5
1.5. Manfaat.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Umum	7
2.2. Sistem Struktur	7
2.2.1. Sistem Ganda	7
2.2.2. Sistem Rangka Pemikul Momen.....	8
2.2.3. Dinding Struktur	9
2.3. Beton Prategang.....	10

2.3.1. Kelebihan Beton Prategang	11
--	----

BAB III METODOLOGI

3.1. Umum	13
3.2. Diagram Alir Perencanaan	13
3.3. Uraian Perencanaan	15
3.3.1. Pengumpulan Data	15
3.3.2. Studi Literatur	17
3.3.3. <i>Preliminary Design</i>	18
3.3.4. Perencanaan Struktur Sekunder	30
3.3.5. Pembebanan Gempa	37
3.3.6. Analisis Struktur	51
3.3.7. Perencanaan Struktur Primer Non-Prategang	51
3.3.8. Kontrol Desain Struktur Primer Non-Prategang ...	61
3.3.9. Perencanaan Struktur Primer Prategang	61
3.3.10. Kontrol Desain Struktur Primer Prategang	72
3.3.11. Perencanaan Struktur Bawah	73
3.3.12. Penggambaran Hasil Perencanaan	75
3.4. Jadwal Rencana Pelaksanaan Tugas Akhir	76

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Data Perencanaan	77
4.2. <i>Preliminary Design</i>	78
4.2.1. Balok	78

4.2.2.	Pelat Lantai	79
4.2.3.	Kolom	84
4.2.4.	Dinding Geser	86
4.3.	Perencanaan Struktur Sekunder	87
4.3.1.	Pelat Lantai	87
4.3.2.	Tangga	101
4.3.3.	Balok Lift	108
4.4.	Pembebanan Gempa	116
4.5.	Analisa Struktur	123
4.5.1.	Kontrol Hasil Analisa Struktur	123
4.6.	Perencanaan Struktur Primer Prategang	131
4.6.1.	Data Awal Perencanaan	131
4.6.2.	Penentuan Tegangan Ijin Beton	132
4.6.3.	Perhitungan Pembebanan	132
4.6.4.	Penentuan Gaya Prategang	134
4.6.5.	Kontrol Lendutan	152
4.6.6.	Daerah Limit Kabel	153
4.6.7.	Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	155
4.6.8.	Kontrol Momen Nominal	155
4.6.9.	Kontrol Momen Retak	157
4.6.10.	Perencanaan Tulangan Geser	158
4.6.11.	Pengangkuran Ujung	160

4.6.12. Konsol Pendek (Braket atau Korbel).....	162
4.7. Perencanaan Struktur Primer Non-Prategang.....	165
4.7.1. Umum.....	165
4.7.2. Perencanaan Balok Induk.....	165
4.7.3. Perencanaan Kolom.....	178
4.7.4. Hubungan Balok Kolom.....	189
4.7.5. Perencanaan Dinding Geser.....	191
4.8. Perencanaan Pondasi	201
4.8.1. Umum.....	201
4.8.2. Daya Dukung Tiang Pancang	201
4.8.3. Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	202
4.8.4. Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Dalam Kelompok	204
4.8.5. Kontrol Kekuatan Tiang	205
4.8.6. Kontrol <i>Punching Shear</i>	207
4.8.7. Penulangan <i>Pile Cap</i>	210
4.9. Penggambaran Hasil Perencanaan.....	216

BAB V PENUTUP

5.1. Penutup	217
5.2. Saran	218

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Diagram Alir Perencanaan Tugas Akhir	14
Gambar 3.2	Denah Eksisting	16
Gambar 3.3	Denah Rencana Modifikasi	16
Gambar 3.4	Lokasi Balok Beton Prategang Pada Lantai 24	17
Gambar 3.5	Balok Interior	19
Gambar 3.6	Balok Eksterior.....	19
Gambar 3.7	S_s , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget	43
Gambar 3.8	S_I , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget	43
Gambar 3.9	Spektrum Respons Desain.....	46
Gambar 3.10	Jadwal Rencana Pelaksanaan Tugas Akhir.....	76
Gambar 4.1	Denah Rencana Modifikasi Struktur Gedung ..	77
Gambar 4.2	Pelat Lantai B	79
Gambar 4.3	Balok Eksterior.....	80
Gambar 4.4	Balok Interior	81
Gambar 4.5	Pelat Lantai C	83
Gambar 4.6	Daerah Pembebanan Kolom.....	85
Gambar 4.7	Denah Tipe Pelat	87
Gambar 4.8	Pelat Lantai A dan B	89

Gambar 4.9	Arah X Pelat Lantai A dan B	89
Gambar 4.10	Penampang Balok Eksterior	90
Gambar 4.11	Pelat Lantai C	97
Gambar 4.12	Denah Tangga	102
Gambar 4.13	Pembebanan Tangga	103
Gambar 4.14	Bidang M Struktur Tangga.....	105
Gambar 4.15	Bidang D Struktur Tangga	105
Gambar 4.16	Lokasi Balok Penumpu dan Penggantung.....	109
Gambar 4.17	Beban Mati Pada Balok Lift.....	110
Gambar 4.18	Beban Total pada Balok Lift	111
Gambar 4.19	Beban Akibat Balok Penggantung	112
Gambar 4.20	Beban Total Pada Balok Penumpu	112
Gambar 4.21	Spektrum Respons Desain.....	121
Gambar 4.22	Pemodelan pada ETABS 2013	123
Gambar 4.23	Penampang Balok Prategang Sebelum Komposit	135
Gambar 4.24	Penampang Balok Prategang Komposit.....	136
Gambar 4.25	Diagram Tegangan Saat Transfer di Tengah Bentang	138
Gambar 4.26	Diagram Tegangan Saat Beban Layan di Tengah Bentang	140

Gambar 4.27	Diagram Tegangan Setelah Kehilangan di Tengah Bentang	147
Gambar 4.28	Penampang Balok I Sebelum Komposit.....	148
Gambar 4.29	Penampang Balok I Komposit.....	149
Gmabar 4.30	Diagram Tegangan Saat Transfer di Tengah Bentang	150
Gambar 4.31	Diagram Tegangan Saat Beban Layan di Tengah Bentang	150
Gambar 4.32	Diagram Tegangan Setelah Kehilangan di Tengah Bentang	151
Gambar 4.33	Posisi Tendon pada Balok Prategang	155
Gambar 4.34	Denah Balok Induk	165
Gambar 4.35	Diagram Interaksi Kolom Tipe K1.....	179
Gambar 4.36	Diagram Inteaksi Dinding Geser Tipe U.....	193
Gambar 4.37	Desain Penampang Dinding Geser Tipe U	194
Gambar 4.38	Penampang Leg 2 Dinding Geser Tipe U	198
Gambar 4.39	Diagram Interaksi Leg 2 Dinding Geser Tipe U	198
Gambar 4.40	Konfigurasi Rencana Tiang Pancang	203
Gambar 4.41	Area <i>Punching Shear</i> Kolom C2.....	207
Gambar 4.42	Area Kritis X.....	210
Gambar 4.43	Area Kritis Y	210

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Tebal Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah	18
Tabel 3.2	Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior....	20
Tabel 3.3	Berat Sendiri Bahan Bangunan.....	23
Tabel 3.4	Berat Sendiri Komponen Gedung.....	24
Tabel 3.5	Beban Hidup Terdistribusi Merata dan Terpusat Minimum	25
Tabel 3.6	Proporsi Lajur Kolom dalam Persen Momen terfaktor Negatif Interior.....	32
Tabel 3.7	Proporsi Lajur Kolom dalam Persen Momen terfaktor Negatif Eksterior	32
Tabel 3.8	Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa.....	38
Tabel 3.9	Faktor Keutamaan Gempa	41
Tabel 3.10	Klasifikasi Situs	41
Tabel 3.11	Koefisien Situs, F_a	44
Tabel 3.12	Koefisien Situs, F_v	45
Tabel 3.13	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda Pendek	47

Tabel 3.14	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 1 Detik.....	47
Tabel 3.15	Koefisien untuk Batas Atas pada Perioda yang dihitung.....	50
Tabel 3.16	Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_i dan $x..$	50
Tabel 4.1	Dimensi Rencana Balok	78
Tabel 4.2	Tebal Pelat Lantai	84
Tabel 4.3	Pembebanan Kolom Lantai 16-23	85
Tabel 4.4	Dimensi Kolom.....	86
Tabel 4.5	Tabel Pembebanan Pelat Lantai Atap.....	88
Tabel 4.6	Tabel Pembebanan Pelat Lantai Apartemen....	88
Tabel 4.7	Tabel Pembebanan Pelat Lantai <i>Ballroom</i>	89
Tabel 4.8	Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat Tipe A Arah X	93
Tabel 4.9	Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat Tipe A Arah Y	94
Tabel 4.10	Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat Tipe B Arah X	96
Tabel 4.11	Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat Tipe B Arah Y	96
Tabel 4.12	Kebutuhan Tulangan Pelat Satu Arah.....	99

Tabel 4.13	Kebutuhan Tulangan Pelat Dua Arah Pada Arah X	100
Tabel 4.14	Kebutuhan Tulangan Pelat Dua Arah Pada Arah Y	100
Tabel 4.15	Pembebanan Pelat Tangga.....	102
Tabel 4.16	Pembebanan Pelat Bordes.....	102
Tabel 4.17	Percepatan Respons Spektra, S_a , dan Periode, T	120
Tabel 4.18	<i>Base Reaction</i> Gempa Respons Spektrum.....	124
Tabel 4.19	Nilai Akhir <i>Base Reaction</i> Gempa Respons Spektrum.....	125
Tabel 4.20	Simpangan Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah X dan Y.....	126
Tabel 4.21	Kontrol Kinerja Batas Layan dan Batas Ultimit Akibat Beban Gempa Arah X.....	127
Tabel 4.22	Kontrol Kinerja Batas Layan dan Batas Ultimit Akibat Beban Gempa Arah Y	128
Tabel 4.23	Presentase Antara <i>Base Shear</i> SRPM dan <i>Shear Wall</i> dari Kombinasi Beban Gempa Dinamik	129
Tabel 4.24	Hasil <i>Modal Participating Mass Ratios</i>	130
Tabel 4.25	Tegangan yang Terjadi Pada Balok I Saat Transfer.....	150

Tabel 4.26	Tegangan yang terjadi Pada Balok I Saat Beban Layan	150
Tabel 4.27	Tegangan yang terjadi Pada Balok I Saat Beban Layan Setelah Kehilangan	151
Tabel 4.28	Perbandingan Antara Balok I dan Balok Persegi	151
Tabel 4.29	Posisi Tendon	155
Tabel 4.30	Resume Penulangan Balok Prategang	160
Tabel 4.31	Momen Envelope Pada Balok B2.....	167
Tabel 4.32	Resume Penulangan Lentur Balok Induk	169
Tabel 4.33	Resume Penulangan Geser Balok Induk.....	173
Tabel 4.34	Resume Penulangan Torsi Balok Induk.....	176
Tabel 4.35	Resume Penulangan Kolom.....	189
Tabel 4.36	Hasil Analisis ETABS untuk Dinding Geser Tipe U	192
Tabel 4.37	Hasil Analisis ETABS untuk Beban Geser pada Dinding Geser Tipe U.....	194
Tabel 4.38	Hasil Analisis ETABS untuk <i>Boundary Element</i> (Komponen Batas).....	198
Tabel 4.39	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	202
Tabel 4.40	Perhitungan Momen Akibat Tiang Pancang Arah Kritis X	211

Tabel 4.41	Perhitungan Momen Akibat Kolom Arah Kritis X211
Tabel 4.42	Perhitungan Momen Akibat Tiang Pancang Arah Kritis X213
Tabel 4.43	Perhitungan Momen Akibat Kolom Arah Kritis Y213

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB I

PENDAHULUAN

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pertumbuhan jumlah penduduk berbanding lurus dengan meningkatnya kebutuhan tempat tinggal, namun ketersediaan lahan yang ada sangat terbatas, hal inilah yang menjadi salah satu faktor pencetus adanya hunian vertikal seperti apartemen. Dengan lahan yang terbatas, apartemen dapat memiliki ratusan unit hunian tempat tinggal yang mampu menampung penghuni yang lebih banyak. Selain apartemen, jumlah gedung bertingkat tinggi juga berkembang dengan cepat. Gedung bertingkat tinggi muncul pada akhir abad ke-19 di Amerika Serikat. Kini, banyak gedung bertingkat tinggi dibangun di seluruh dunia, terutama di negara-negara Asia. Berdasarkan data yang dipublikasikan pada tahun 1980, sekitar 49% gedung bertingkat tinggi di dunia berada di Amerika Utara. Distribusi gedung bertingkat tinggi berubah secara drastis, pada tahun 2006, sekitar 32% gedung bertingkat tinggi berada di Asia dan 24% berada di Amerika Utara. Data ini menunjukkan pertumbuhan gedung bertingkat tinggi yang cepat di Asia selama periode tersebut. Faktanya, 8 dari 10 gedung tertinggi di dunia berada di Asia dan hanya 2 yang berada di Amerika Utara (Ali dan Moon 2007).

Namun di Indonesia, sebelum adanya peraturan baru yaitu SNI 2847:2013 untuk perhitungan beton untuk bangunan gedung dan SNI 1726:2012 untuk perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung, keberadaan gedung di Indonesia selama ini direncanakan dengan menggunakan peraturan lama yaitu SNI 2847:2002 dan SNI 1726:2002. Hal ini yang mendorong penulis untuk melakukan modifikasi perencanaan pada salah satu gedung bertingkat tinggi tersebut dengan mengacu peraturan baru.

The Royal Olive Residence merupakan gedung apartemen yang berada di Jakarta Selatan. Gedung ini direncanakan dengan

menggunakan peraturan lama, yaitu SNI 2847:2002 untuk perhitungan struktur beton dan SNI 1726:2002 untuk perencanaan ketahanan gempa. Gedung ini terdiri dari 33 lantai dan 4 basement dengan sistem ganda, dimana sistem ini terdiri dari sistem rangka yang digabung dengan sistem dinding struktural. Rangka ruang lengkap berupa sistem rangka pemikul momen berfungsi memikul beban gravitasi (Hasan dan Imron 2013). Pada lantai 23 terdapat ruang serbaguna, namun pemanfaatan ruang serbaguna tersebut kurang maksimal karena adanya tiang-tiang kolom yang membatasi ruang serbaguna tersebut. Maka, untuk memaksimalkan ruang serbaguna tersebut perlu adanya perencanaan ulang dengan menggunakan beton prategang, sehingga fungsi ruang serbaguna dapat dimaksimalkan tanpa adanya tiang-tiang kolom yang membatasi ruang serbaguna tersebut. Penggunaan beton bertulang tidak efisien karena ukuran balok menjadi sangat besar sehingga tidak sesuai dengan segi estetika dan arsitektural. Selain itu, beban sendiri dari beton bertulang menjadi dominan dan beban gempa juga akan meningkat. Salah satu solusi yang bisa digunakan yaitu dengan menggunakan sistem beton prategang (Raka dkk 2014).

Prategang adalah teknik yang melibatkan aplikasi dari gaya tekan atau gaya prategang pada struktur beton bertulang sehingga didapatkan bentang panjang yang berkualitas tinggi dengan meningkatkan kelemahan beton terhadap tarik (Cho dkk 2015). Desain beton prategang lebih cocok untuk struktur-struktur dengan bentang panjang dan memikul beban berat. Struktur beton prategang lebih ramping dan oleh karena itu lebih dapat disesuaikan dengan segi artistik (Lin dan Burns 1999).

Pada ruang serbaguna gedung *The Royal Olive Residence* ini direncanakan menggunakan metode prategang dengan sistem pasca-tarik (*post-tension*), dimana kabel atau tendon ditarik setelah beton mengeras. Jadi sistem prategang ini hampir selalu dikerjakan terhadap beton yang mengeras, dan tendon-tendon diangkurkan

pada beton tersebut segera setelah gaya prategang dilakukan (Lin dan Burns 1999).

Selain itu, modifikasi yang akan dilakukan adalah mengurangi lantai menjadi 24 lantai, sehingga ruang serbaguna yang menggunakan balok beton prategang berada di lantai paling atas. Hal ini dilakukan karena penulis merasa bahwa tingkat kesulitan gedung dengan ketinggian 24 lantai sudah cukup sebagai Tugas Akhir.

Modifikasi perencanaan ini mengacu pada peraturan yang terbaru, yaitu SNI 2847:2013 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung, SNI 1726:2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, SNI 1727:2013 tentang beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain, Peraturan pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983) serta peraturan mengenai desain balok prategang yang memenuhi syarat gempa.

1.2 Perumusan Masalah

A. Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan gedung *The Royal Olive Residence* dengan menggunakan balok beton prategang pada ruang serbaguna di lantai 24?

B. Detail Permasalahan

1. Bagaimana menentukan permodelan dan asumsi pembebanan berdasarkan peraturan yang ada?
2. Bagaimana analisa dan perhitungan beban gempa?
3. Bagaimana melakukan perhitungan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai dan tangga?
4. Bagaimana melakukan perhitungan struktur utama yang meliputi balok prategang, balok induk, kolom, dan *shear wall*?

5. Bagaimana melakukan perhitungan struktur bawah yang meliputi tiang pancang dan *pile cap*?
6. Bagaimana menganalisa struktur gedung yang telah dimodifikasi dengan program bantu ETABS?
7. Bagaimana hasil akhir dari perencanaan modifikasi gedung tersebut melalui gambar dengan program bantu AutoCAD?

1.3 Tujuan

A. Tujuan Utama

merencanakan gedung *The Royal Olive Residence* dengan menggunakan balok beton prategang pada ruang serbaguna di lantai 24.

B. Tujuan Detail

1. Menentukan permodelan dan asumsi pembebanan berdasarkan peraturan yang ada.
2. Menganalisa dan memperhitungkan beban gempa.
3. Melakukan perhitungan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai dan tangga.
4. Melakukan perhitungan struktur utama yang meliputi balok prategang, balok induk, kolom, dan *shear wall*.
5. Melakukan perhitungan struktur bawah yang meliputi tiang pancang dan *pile cap*.
6. Menganalisa struktur gedung yang telah dimodifikasi dengan program bantu ETABS.
7. Memperoleh hasil akhir dari perencanaan modifikasi gedung tersebut melalui gambar dengan program bantu AutoCAD.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Proyek yang digunakan adalah gedung apartemen *The Royal Olive Residence* Jakarta dengan 24 lantai.
2. Perencanaan ini tidak meninjau aspek manajemen konstruksi dan analisa biaya.
3. Perencanaan ini tidak membahas metode pelaksanaan di lapangan.

1.5 Manfaat

Manfaat dari penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Memahami aplikasi penggunaan beton prategang pada gedung bertingkat.
2. Dapat merencanakan gedung dengan menggunakan balok beton prategang.
3. Dapat digunakan sebagai acuan untuk perhitungan desain beton prategang kedepannya.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Gedung *The Royal Olive Residence* ini menggunakan Sistem Ganda dengan lokasi bangunan yang berada di Jakarta. Pada lantai 23 terdapat ruang serbaguna yang akan direncanakan dengan menggunakan balok beton prategang. Selain itu modifikasi dilakukan dengan mengurangi lantai menjadi 24 lantai dari 33 lantai, sehingga ruang serbaguna yang menggunakan balok beton prategang berada di lantai paling atas.

2.2 Sistem Struktur

2.2.1. Sistem Ganda

Pada saat ini banyak gedung yang dilengkapi dengan lebih dari satu jenis sistem tahan gempa. Biasanya struktur dirancang sedemikian rupa sehingga beban lateral dipikul oleh rangka dan dinding geser ataupun oleh rangka dan bresing. Sistem gabungan ini dapat dikatakan sebagai sistem ganda. Sistem ganda mengkombinasikan keuntungan dari komponen-komponen struktur tersebut. Rangka yang daktail ketika dipadukan dengan dinding geser, dapat mengurangi sejumlah gaya jika diperlukan terutama di lantai atas gedung. Selain itu, sebagai hasil kekakuan yang besar dari rangka, simpangan yang baik dapat diperoleh selama gempa terjadi (Raj dan Elavenil 2012).

Saat ini telah terjadi peningkatan yang luar biasa dalam ketinggian suatu bangunan di lokasi modern dan menekankan pada penampilan struktur yang langsing. Seiring dengan pilihan ini struktur harusnya diperhatikan kinerjanya, karena struktur yang tinggi dan langsing dibebani oleh beban gempa dan angin dan seolah-olah struktur tidak cukup kaku untuk menahan beban dan getaran yang terjadi. Oleh karena itu, hal ini penting bagi struktur untuk menahan gaya lateral bersama dengan gaya vertikal. Sistem

ganda telah diakui untuk menahan beban lateral dengan efektif, karena terdapat kombinasi antara dua sistem penahan beban. Kombinasi dari sistem rangka pemikul momen dengan dinding geser dan pelat datar dengan dinding geser dapat digunakan. Dinding geser untuk menahan beban lateral dan sistem rangka pemikul momen untuk menahan beban vertikal, sistem-sistem struktur ini apabila dikombinasikan akan memberikan kinerja yang baik. Salah satu kelebihan dari kombinasi ini adalah sistem rangka menyangga dinding geser dari atas dan mengontrol perpindahannya dan dinding geser menyangga rangka dari bawah dan mengurangi perpindahannya (Pawaar dkk 2015).

Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral yang bekerja. Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral gempa, dengan memperhatikan interaksi keduanya (Imran dkk 2008).

2.2.2. Sistem Rangka Pemikul Momen

SRPM (Sistem Rangka Pemikul Momen) adalah struktur bangunan beton bertulang bertingkat, umumnya terdiri dari rangka balok yang memikul lantai dan kolom yang meneruskan ke atas. Balok dan kolom disatukan oleh HKB (Hubungan Balok Kolom). Sistem Rangka ini sangat efektif memikul baik beban gravitasi maupun handal menahan beban lateral/gempa (Purwono dan Aji 2013). Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur. Sistem ini terbagi menjadi 3, yaitu SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa), SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah), dan SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus) (Sampakang dkk (2013)).

Sistem rangka pemikul momen telah lama dianggap sebagai sistem rangka yang berperilaku baik ketika mengalami beban gempa besar. Alasan utama dari kinerja yang baik ini adalah fleksibilitas, yang membuat reaksi berkurang daripada sistem yang lebih kaku seperti rangka bresing, redundansi yang tinggi, yang memungkinkan untuk redistribusi beban setelah leleh, dan elemen struktur yang dapat didetailkan untuk perubahan bentuk pada perilaku daktail yang tinggi (Redwood dkk 1990).

2.2.3. Dinding Struktur

Dinding geser adalah slab beton bertulang yang dipasang dalam posisi vertikal pada sisi gedung tertentu yang berfungsi menambah kekakuan struktur dan menyerap gaya geser yang besar seiring dengan semakin tingginya struktur. Fungsi dinding geser dalam suatu struktur bertingkat juga penting untuk menopang lantai pada struktur dan memastikannya tidak runtuh ketika terjadi gaya lateral akibat beban gempa (Hasan dan Astira 2013).

Dinding geser yang efektif adalah yang bersifat kaku dan kuat. Dalam struktur bertingkat, dinding geser sangat penting, karena selain untuk mencegah kegagalan dinding eksterior, dinding geser juga mendukung beberapa lantai gedung dan memastikan bahwa struktur tidak runtuh akibat gerakan lateral dalam gempa bumi.

Dinding geser biasanya dikategorikan berdasarkan geometrinya, yaitu:

- A. *Flexural Wall* (Dinding Langsing), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $h_w/l_w \geq 2$, dimana desain dikontrol oleh perilaku lentur.
- B. *Squat Wall* (Dinding Pendek), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $h_w/l_w \leq 2$, dimana desain dikontrol oleh perilaku geser.
- C. *Coupled Shear Wall* (Dinding Berangkai), dimana momen guling yang terjadi akibat beban gempa ditahan

oleh sepasang dinding, yang dihubungkan oleh balok-balok perangkai, sebagai gaya-gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing-masing dasar pasangan dinding tersebut.

Dalam prakteknya dinding geser selalu dihubungkan dengan sistem rangka pemikul momen pada gedung. Dinding struktural yang umum digunakan pada gedung tinggi adalah dinding geser kantilever dan dinding geser berangkai. Dinding geser betom bertulang kantilever adalah suatu subsistem struktur gedung yang fungsi utamanya adalah untuk memikul beban geser akibat pengaruh gempa rencana. Kerusakan pada dinding ini hanya boleh terjadi akibat momen lentur (bukan akibat gaya geser), melalui pembentukan sendi plastis di dasar dinding. Nilai momen leleh pada dasar dinding tersebut dapat mengalami peningkatan terbatas akibat pengerasan regangan (*strain hardening*). Dinding geser kantilever termasuk dalam kelompok *flexural wall*, dimana rasio antara tinggi dan panjang dinding geser tidak boleh kurang dari 2 dan dimensi panjangnya tidak boleh kurang dari 1.5 m (Imran dkk 2008).

2.3 Beton Prategang

Di banyak gedung, kebutuhan akan ruangan yang luas tanpa kolom menjadi populer. Hal ini dipastikan membutuhkan bentang balok yang lebih panjang. Penggunaan beton bertulang biasa tidak efisien dikarenakan ukuran balok yang akan menjadi sangat besar dan hal ini akan bertentangan dengan segi estetika dan arsitektural. Selain itu, beban sendirinya juga akan menjadi dominan sehingga beban gempa juga akan meningkat. Salah satu solusi yang bisa diterapkan adalah dengan menggunakan sistem beton prategang. Namun, sistem ini memiliki kelemahan dalam menahan beban gempa atau angin. Dalam hal ini, sistem beton prategang parsial adalah salah satu solusinya (Raka dkk 2014).

Pada balok beton bertulang biasa, semakin panjang bentangnya maka semakin tebal juga ketebalan dari baloknya karena adanya batasan defleksi. Ketebalan balok dapat direduksi dengan prategang, dengan bentang yang lebih panjang balok prategang juga lebih murah (Sahu dkk 2014).

2.3.1. Kelebihan Beton Prategang

Struktur beton prategang mempunyai beberapa kelebihan, antara lain (Rasyid dkk 2013):

1. Terhindar retak terbuka di daerah tarik, jadi lebih tahan terhadap keadaan korosif
2. Karena terbentuknya lawan lendut sebelum beban rencana bekerja, maka lendutan akhirnya akan lebih kecil dibandingkan pada beton bertulang
3. Penampang struktur lebih langsing, sebab seluruh luas penampang dipakai secara efektif.
4. Jumlah berat baja prategang jauh lebih kecil dibandingkan jumlah berat besi beton biasa
5. Ketahanan gesek balok dan ketahanan puntirnya bertambah. Maka struktur dengan bentang yang panjang dengan dimensi yang kecil dapat terwujud

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB III

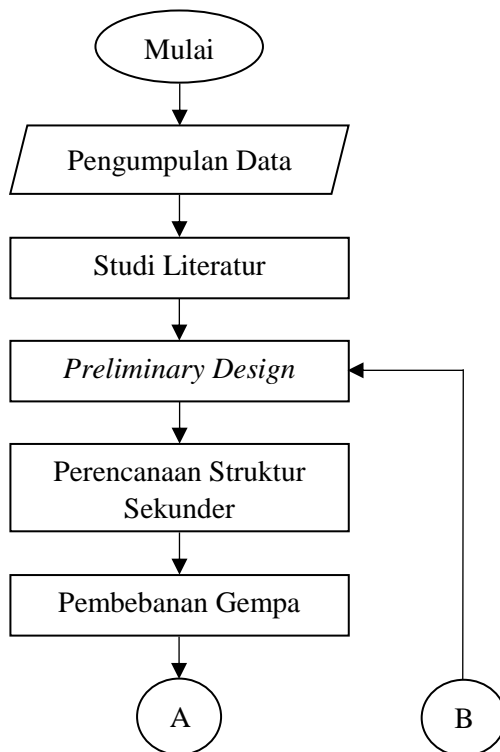
METODOLOGI

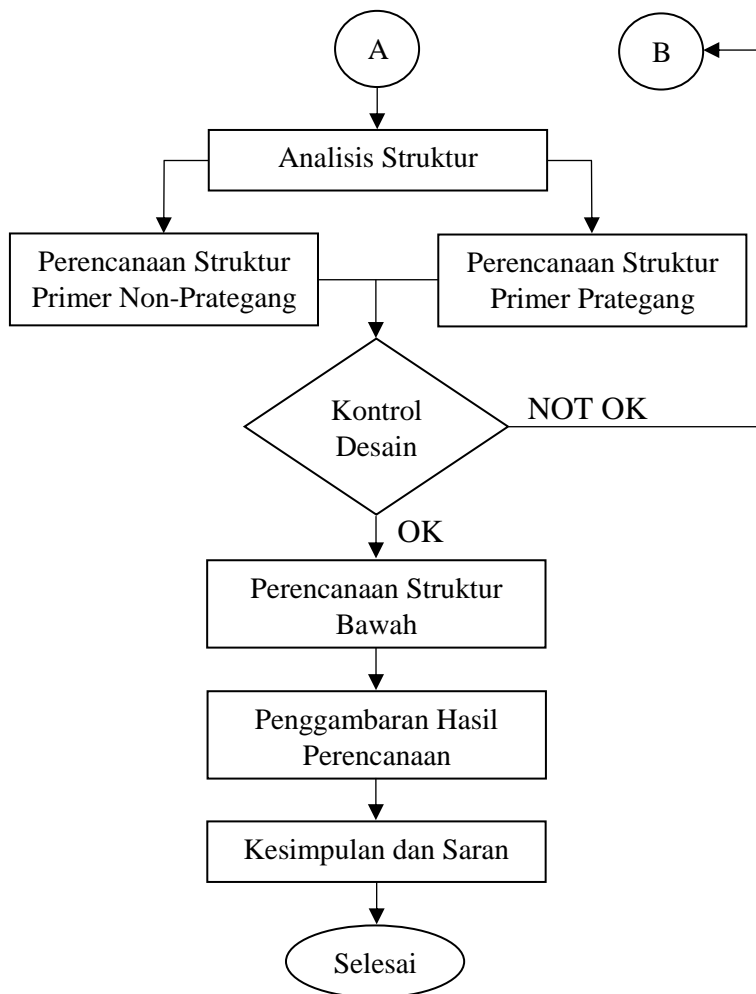
BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Bab ini menjelaskan urutan pelaksanaan yang akan dan telah digunakan dalam penyusunan Tugas Akhir ini. Urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan data sampai memperoleh hasil akhir dari perencanaan ini yang disajikan dalam gambar teknik.

3.2 Diagram Alir Perencanaan





Gambar 3.1 Diagram Alir Perencanaan Tugas Akhir

3.3 Uraian Perencanaan

Langkah-langkah yang dilakukan dalam perencanaan gedung adalah sebagai berikut:

3.3.1. Pengumpulan Data

A. Data Gedung Eksisting

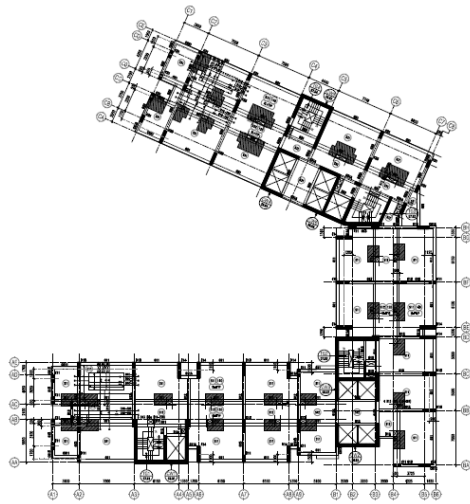
Data gedung apartemen *The Royal Olive Residence* diperoleh dari PT Waskita Karya selaku kontraktor yang mengerjakan proyek tersebut.

Data gedung apartemen *The Royal Olive Residence* sebelum dimodifikasi:

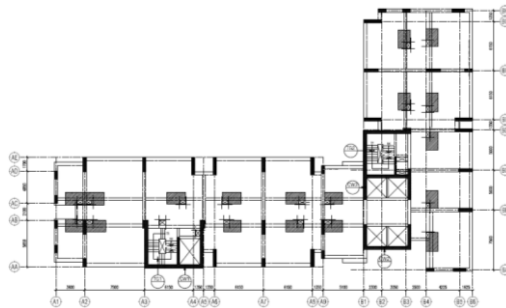
1. Fungsi : 2 Tower Apartemen dan
1 Tower Hotel
2. Sistem Struktur : Sistem Ganda
3. Struktur Utama : Beton Bertulang
4. Jumlah Lantai : 33 lantai dan 4 basement
5. Fungsi per Lantai : Lantai 1-22 Apartemen dan Hotel
Lantai 23 Ruang Serbaguna
Lantai 24-33 Apartemen dan Hotel

Data gedung apartemen *The Royal Olive Residence* setelah dimodifikasi:

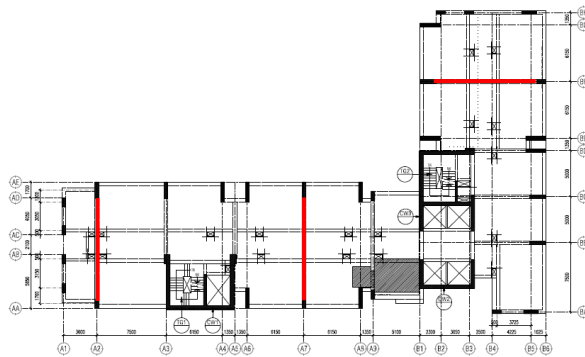
1. Fungsi : 2 Tower Apartemen
2. Sistem Struktur : Sistem Ganda
3. Struktur Utama : Beton Bertulang dan Balok
Prategang
4. Jumlah Lantai : 24 lantai
5. Fungsi per Lantai : Lantai 1-23 Apartemen
Lantai 24 Ruang Serbaguna dengan
balok beton prategang



Gambar 3.2 Denah Eksisting



Gambar 3.3 Denah Rencana Modifikasi



Keterangan:

— = Balok Beton Prategang

Gambar 3.4 Lokasi Balok Beton Prategang Pada Lantai 24

3.3.2. Studi Literatur

Melakukan studi referensi berupa buku atau peraturan mengenai perencanaan struktur beton prategang dan struktur gedung secara umum, antara lain:

1. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983).
2. SNI 1727:2013 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
3. SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung.
4. SNI 1726:2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
5. Desain Struktur Beton Prategang Edisi Ketiga (T.Y.Lin)
6. Beton Prategang Edisi Ketiga (Edward G. Nawy)

3.3.3. Preliminary Design

Preliminary design ini merupakan menentukan perkiraan awal dari komponen-komponen struktur bangunan, antara lain:

1. Memperkirakan dimensi awal elemen-elemen struktur yang mengacu pada SNI 2847:2013, meliputi:
 - a. Balok Anak dan Balok Induk

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2, Tebal minimum untuk konstruksi satu arah (non-prategang) ditentukan dalam tabel berikut:

Tabel 3.1 Tebal Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung

Tebal Minimum				
Komponen Struktur	Tertumpu Sederhana	Satu Ujung Menerus	Kedua Ujung Menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	$l / 20$	$l / 24$	$l / 28$	$l / 10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$l / 16$	$l / 18.5$	$l / 21$	$l / 8$

Sumber: SNI 2847:2013

b. Pelat Lantai

- 1) Menentukan lebar efektif (b_e) dari balok.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 8.12.2 dan Pasal 8.12.3 disebutkan beberapa kriteria menentukan lebar efektif (b_e) dari balok.

a) Balok Interior

Lebar efektif (be) diambil nilai yang terkecil dari:

$$be < \frac{1}{4} Lb \quad (3.1)$$

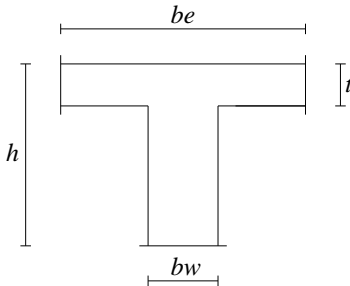
$$be < bw + 8t \quad (3.2)$$

b) Balok Eksterior

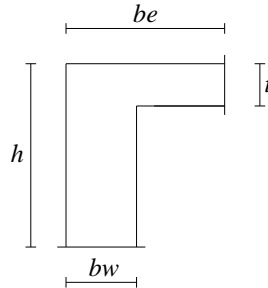
Lebar efektif (be) diambil nilai yang terkecil dari:

$$be < \frac{1}{12} Lb \quad (3.3)$$

$$be < bw + 6t \quad (3.4)$$



Gambar 3.5 Balok Interior



Gambar 3.6 Balok Eksterior

2) Menghitung momen inersia penampang balok

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)} \quad (3.5)$$

$$Ib = \frac{1}{12} x bw x h^3 x k \quad (3.6)$$

dimana:

be = lebar efektif

bw = lebar balok

t = tebal pelat
 h = tinggi balok

3) Menghitung momen inersia lajur pelat

$$I_p = \frac{1}{12} x l x t^3 \quad (3.7)$$

dimana:

l = bentang bersih pelat
 t = tebal pelat

4) Menghitung nilai α_{fm}

$$a = \frac{E_{cb} x I_b}{E_{cp} x I_p} \quad (3.8)$$

dimana:

$E_{cb} = E_{cp}$ = elastisitas beton
 I_b = Momen inersia balok
 I_p = Momen inersia pelat

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3.3, untuk pelat dengan balok yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya, tebal minimumnya, h , harus memenuhi ketentuan berikut:

a) Untuk $\alpha_{fm} \leq 0.2$ harus memenuhi tabel berikut:

Tabel 3.2 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior

f_y Mpa	Tanpa Penebalan			Dengan Penebalan		
	Panel Eksterior		Panel Interior	Panel Eksterior		Panel Interior
	Tanpa Balok Pinggir	Dengan Balok Pinggir		Tanpa Balok Pinggir	Dengan Balok Pinggir	
280	$l_n / 33$	$l_n / 36$	$l_n / 36$	$l_n / 36$	$l_n / 40$	$l_n / 40$
420	$l_n / 30$	$l_n / 33$	$l_n / 33$	$l_n / 33$	$l_n / 36$	$l_n / 36$
520	$l_n / 28$	$l_n / 31$	$l_n / 31$	$l_n / 31$	$l_n / 34$	$l_n / 34$

Sumber: SNI 2847:2013

- b) Untuk $0.2 \leq \alpha_{fm} \leq 2$, ketebalan minimum pelat harus memenuhi:

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad (3.9)$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

- c) Untuk $\alpha_{fm} > 2$, ketebalan minimum pelat harus memenuhi:

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad (3.10)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

- d) Pada tepi yang tidak menerus, balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan a_f tidak kurang dari 0.8 atau sebagai alternatif ketebalan minimum yang ditentukan dalam Persamaan 3.9 dan 3.10 harus dinaikan paling tidak 10 persen.

dimana:

- l_n = panjang bentang bersih dalam arah panjang diukur muka ke muka balok
 β = rasio bentang bersih dalam arah panjang terhadap pendek pelat
 f_y = mutu tulangan baja (Mpa)

c. Kolom

- 1) Menentukan pembebanan sementara untuk merencanakan dimensi kolom dengan kombinasi pembebanan sesuai Persamaan 3.13.

- 2) Menentukan dimensi kolom dengan persamaan berikut,

$$A = \frac{3w}{f'c} \quad (3.11)$$

dimana:

w = berat total terfaktor

$f'c$ = mutu beton

d. Tangga

1) Perencanaan Anak Tangga

Syarat:

Kemiringan Tangga = $25 - 40^\circ$

Antrede = $26 - 30$ cm

Optrede = $15 - 20$ cm

2 optrede + 1 antrede = $58 - 63$ cm

2) Perencanaan Tebal Pelat Lantai

Perencanaan tebal pelat lantai mengikuti Tabel 3.1

2. Menentukan pembebanan terhadap struktur gedung yang mengacu pada SNI 1727:2013, meliputi:

a. Beban Mati

Dalam menentukan beban mati untuk perancangan diatur dalam SNI 1727:2013 Pasal 3.1. Sedangkan berat sendiri komponen gedung dan bahan bangunan ditentukan dalam PPIUG 1983 Pasal 2.

Tabel 3.3 Berat Sendiri Bahan Bangunan

Bahan Bangunan	Berat
Baja	7850 kg/m ³
Batu alam	2600 kg/m ³
Batu belah, batu bulat (berat tumpuk)	1500 kg/m ³
Batu karang (berat tumpuk)	700 kg/m ³
Batu pecah	1450 kg/m ³
Besi tuang	7250 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton Bertulang	2400 kg/m ³
Kayu (Kelas 1)	1000 kg/m ³
Kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1650 kg/m ³
Pasangan batu merah	1700 kg/m ³
Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200 kg/m ³
Pasangan batu cetak	2200 kg/m ³
Pasangan batu karang	1450 kg/m ³
Pasir (kering udara sampai lembab)	1600 kg/m ³
Pasir (jenuh air)	1800 kg/m ³
Pasir kerikil (kering udara sampai lembab)	1850 kg/m ³
Tanah, lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	1700 kg/m ³
Tanah, lempung dan lanau (basah)	2000 kg/m ³
Timah hitam (tibel)	11400 kg/m ³

Sumber: PPIUG 1983

Tabel 3.4 Berat Sendiri Komponen Gedung

Komponen Gedung	Berat
Adukan, per cm tebal:	
- dari semen	21 kg/m ²
- dari kapur, semen merah atau tras	17 kg/m ²
Aspal, termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal	14 kg/m ²
Dinding pasangan batu merah:	
- satu batu	450 kg/m ²
- setengah batu	250 kg/m ²
Dinding pasangan batako:	
Berlubang:	
- tebal dinding 20 cm (HB 20)	200 kg/m ²
- tebal dinding 10 cm (HB 10)	120 kg/m ²
Tanpa lubang:	
- tebal dinding 15 cm	300 kg/m ²
- tebal dinding 10 cm	200 kg/m ²
Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari:	
- semen asbes (eternit dan bahan lain sejenis), dengan tebal maksimum 4 mm	11 kg/m ²
- kaca, dengan tebal 3 - 4 mm	10 kg/m ²
Lantai kayu sederhana dengan balok kayu, tanpa langit-langit dengan bentang maksimum 5 m dan untuk beban hidup maksimum 200 kg/m ²	40 kg/m ²
Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s minimum 0.80 m	7 kg/m ²

Tabel 3.4 Berat Sendiri Komponen Gedung (lanjutan)

Komponen Gedung	Berat
Penutup atap genting dengan reng dan usuk/kaso per m ² bidang atap	50 kg/m ²
Penutup atap sirap dengan reng dan usuk/kaso per m ² bidang atap	40 kg/m ²
Penutup atap seng gelombang (BWG 24) tanpa gordeng	10 kg/m ²
Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso, dan beton, tanpa adukan, per cm tebal	24 kg/m ²
Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11 kg/m ²

Sumber: PPIUG 1983

b. Beban Hidup

Dalam menentukan beban mati untuk perancangan diatur dalam SNI 1727:2013 Pasal 4. Dalam hal ini, beban hidup yang berkaitan dengan perencanaan dalam Tugas Akhir ini dapat dilihat dalam tabel berikut:

Tabel 3.5 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_o dan Beban Hidup Terpusat Minimum

Hunian atau Penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)		
- Lobi	100 (4.79) ^a	
- Kursi dapat dipindahkan	100 (4.79) ^a	
- Panggung pertemuan	100 (4.79) ^a	
- Lantai Podium	100 (4.79) ^a	
Balkon dan dek	1.5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. < 100 (4.79)	

Tabel 3.5 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_o dan Beban Hidup Terpusat Minimum (lanjutan)

Hunian atau Penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Koridor - Lantai pertama - Lantai lain	100 (4.79) Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang mesin elevator (pada daerah 2 in. x 2 in. [50 mm x 50 mm])		300 (1.33)
Tangga Permanen	Lihat Pasal 4.5 SNI 1727:2013	
Susunan tangga, rel pengaman dan batang pegangan	Lihat Pasal 4.5 SNI 1727:2013	
Rumah tinggal Hunian (satu dan dua keluarga) - Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang - Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang - Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur - Semua ruang kecuali tangga dan balok Semua hunian rumah tinggal lainnya - Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka Ruang publik ^a dan koridor yang melayani mereka	10 (0.48) ^l 20 (0.96) ^m 30 (1.44) 40 (1.92) 40 (1.92) 100 (4.79)	

Tabel 3.5 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_o dan Beban Hidup Terpusat Minimum (lanjutan)

Hunian atau Penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Atap		
- Atap datar, berbubung, dan lengkung	20 (0.96) ⁿ	
- Atap digunakan untuk taman atap	100 (4.79)	
- Atap yang digunakan untuk tujuan lain	tidak boleh direduksi	
Atap yang digunakan untuk hunian lainnya		
Awning dan kanopi		
- Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	5 (0.24) tidak boleh direduksi	
Rangka tumpu layar penutup	5 (0.24)	200 (0.89)
Semua konstruksi lainnya	20 (0.96)	2000 (8.9)
Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai		
- Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atap atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap di atas pabrik, gudang, dan perbaikan garasi		300 (1.33)
- Semua komponen struktur atap utama lainnya		
Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan		300 (1.33)

Tabel 3.5 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_o dan Beban Hidup Terpusat Minimum (lanjutan)

Hunian atau Penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Bak-bak/ <i>scuttles</i> , rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses		200 (0.89)
Tangga dan jalan keluar	100 (4.79)	300 ^r

Sumber: SNI 1727:2013

c. Beban Angin

Bangunan gedung dan struktur lain, termasuk Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU) dan seluruh komponen dan klading gedung, harus dirancang dan dilaksanakan untuk menahan beban angin seperti yang ditetapkan SNI 1727:2013 Pasal 26 sampai Pasal 31.

Menurut SNI 1727:2013 Pasal 26.1.2.1(1) untuk bangunan gedung seluruh ketinggian menggunakan prosedur pengarah yang diatur dalam SNI 1727:2013 Pasal 27.

1) Menentukan kategori risiko bangunan gedung.

Kategori risiko bangunan gedung ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 1.5

2) Menentukan kecepatan angin dasar, V ,

Menurut SNI 1727:2013 Pasal 26.5.1 kecepatan angin dasar, V , yang digunakan dalam menentukan beban angin desain di bangunan gedung dan struktur lain harus ditentukan dari instansi yang berwenang, sesuai dengan kategori risiko bangunan gedung dan struktur.

3) Menentukan parameter beban angin

a) Faktor arah angin, K_d

Faktor arah angin, K_d , ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 26.6.

b) Kategori eksposur

Kategori Eksposur ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 26.7

c) Faktor topografi, K_{zt}

Faktor topografi, K_{zt} , ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 26.8

d) Faktor efek tiupan angin, G

Faktor tiupan angin ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 26.9

e) Klasifikasi ketertutupan

Klasifikasi ketertutupan ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 26.10

f) Koefisien tekanan internal, (GC_{pi})

Koefisien tekanan internal, GC_{pi} , ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 26.11

4) Menentukan koefisien eksposur tekanan velositas, K_z atau K_h

Koefisien eksposur tekanan velositas, K_z atau K_h , ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 27.3

5) Menentukan tekanan velositas q , atau q_h

Tekanan velositas q , atau q_h , ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 27.3.2

6) Menentukan koefisien tekanan eksternal, C_p atau C_N

Koefisien tekanan eksternal, C_p atau C_N , ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 27.4

7) Menghitung tekanan angin, ρ , pada setiap permukaan bangunan gedung

Tekanan angin, ρ , ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 27.4

d. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diatur dalam SNI 1727:2013 Pasal 2.3.

1) Kombinasi beban terfaktor yang digunakan dalam metode ultimit

$$a) 1.4D \quad (3.12)$$

$$b) 1.2D + 1.6L + 0.5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) \quad (3.13)$$

$$c) 1.2D + 1.6 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0.5W) \quad (3.14)$$

$$d) 1.2D + 1.0W + L + 0.5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) \quad (3.15)$$

$$e) 1.2D + 1.0E + L + 0.2S \quad (3.16)$$

$$f) 0.9D + 1.0W \quad (3.17)$$

$$g) 0.9D + 1.0E \quad (3.18)$$

2) Kombinasi beban nominal yang menggunakan desain tegangan izin

$$a) D \quad (3.19)$$

$$b) D + L \quad (3.20)$$

$$c) D + (L \text{ atau } R) \quad (3.21)$$

$$d) 1.2D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ atau } R) \quad (3.22)$$

$$e) D + (0.6W \text{ atau } 0.7E) \quad (3.23)$$

$$f) D + 0.75(0.6W \text{ atau } 0.7E) + 0.75L + 0.75(L_r \text{ atau } R) \quad (3.24)$$

$$g) 0.6D + 0.6E \quad (3.25)$$

$$h) 0.6D + 0.7E \quad (3.26)$$

3.3.4. Perencanaan Struktur Sekunder

Menghitung dimensi elemen-elemen struktur sekunder yang mengacu pada SNI 2847:2013, meliputi:

1. Pelat Lantai

a) Menentukan dimensi awal pelat lantai, dalam hal ini telah dilakukan dalam *preliminary design*.

- b) Menentukan pembebanan yang diterima oleh pelat lantai.
 c) Merencanakan penulangan pelat.

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} < 2 \quad (3.27)$$

dimana:

L_n = Panjang pelat bersih

S_n = Lebar pelat bersih

$\beta < 2$ = Pelat dua arah

$\beta > 2$ = Pelat satu arah

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.1.6 untuk panel dengan balok di antara tumpuan pada semua sisinya, Persamaan berikut harus dipenuhi untuk balok dalam dua arah tegak lurus

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} l_2^2}{\alpha_{f2} l_1^2} \leq 5.0 \quad (3.28)$$

dimana α_{f1} dan α_{f2} dihitung sesuai dengan Persamaan 3.8.

Menghitung momen statis terfaktor total sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.2.2

$$M_o = \frac{q_u \cdot l_2 \cdot l_n^2}{8} \quad (3.29)$$

Momen terfaktor negatif dan positif sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.3

Pada bentang interior, momen statis terfaktor, M_o , harus didistribusikan sebagai

Momen terfaktor negatif = 0.65

Momen terfaktor positif = 0.35

Pada bentang ujung, untuk pelat dengan balok di antara semua tumpuan momen statis terfaktor, M_o , harus didistribusikan sebagai

Momen terfaktor negatif interior = 0.70
 Momen terfaktor positif = 0.57
 Momen terfaktor negatif eksterior = 0.16
 Momen terfaktor pada lajur kolom sesuai dengan
 SNI 2847:2013 Pasal 13.6.4
 Lajur kolom harus diproporsikan menahan bagian
 berikut dalam persen momen terfaktor negatif
 interior

Tabel 3.6 Proporsi lajur kolom dalam persen momen terfaktor negatif interior

l_2/l_1	0.5	1	2
$(a_1l_2/l_1) = 0$	75	75	75
$(a_1l_2/l_1) \geq 1$	90	75	45

Sumber: SNI 2847:2013

Lajur kolom harus diproporsikan untuk menahan
 bagian berikut dalam persen momen terfaktor negatif
 eksterior

Tabel 3.7 Proporsi lajur kolom dalam persen momen terfaktor negatif eksterior

l_2/l_1		0.5	1	2
$(a_1l_2/l_1) = 0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
$(a_1l_2/l_1) \geq 1$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45

Sumber: SNI 2847:2013

$$\beta_t = \frac{E_{cb} \cdot C}{2E_{cs} \cdot I_s} \quad (3.30)$$

$$C = \sum \left(-0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 \cdot y}{3} \quad (3.31)$$

Meninjau arah X dan arah Y pada tiap jalur kolom dan jalur tengah

$$Jd = 0.9d \quad (3.32)$$

$$Mn = T \times Jd = A_s f_y Jd \quad (3.33)$$

$$A_s = \frac{Mn}{f_y \times Jd} \quad (3.34)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.35)$$

Menghitung A_s sebenarnya

$$A_s = \frac{Mn}{f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (3.36)$$

Cek tulangan kolom, $\rho_{aktual} > \rho_{min}$

$$\rho_{aktual} = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (3.37)$$

$$\rho_{min} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (3.38)$$

Pemilihan tulangan

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} \quad (3.39)$$

Jarak tulangan

$$S_{max} \leq 2h \quad (3.40)$$

d) Cek regangan

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.41)$$

$$\varepsilon_t = 0.003 \times \frac{d-c}{c} > 0.005 = \text{terkendali tarik} \quad (3.42)$$

$$\varepsilon_t = 0.003 \times \frac{d-c}{c} < 0.005 = \text{terkendali tekan} \quad (3.43)$$

2. Balok Anak

- a) Menentukan dimensi awal balok anak, dalam hal ini telah dilakukan dalam *preliminary design*.
- b) Menentukan pembebanan yang diterima oleh balok anak.
- c) Menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi
Menghitung Momen
Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 8.3.3

$$\text{Momen Tumpuan} = \frac{w_u \cdot l^2}{12} \quad (3.44)$$

$$\text{Momen Lapangan} = \frac{w_u \cdot l^2}{14} \quad (3.45)$$

- d) Merencanakan penulangan lentur

- 1) Menghitung rasio tulangan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.1

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.46)$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} \quad (3.47)$$

$$\rho_{\max} = 0,025 \quad (3.48)$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \cdot d^2} \quad (3.49)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} \quad (3.50)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right) \quad (3.51)$$

Cek $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$

- 2) Menghitung jumlah tulangan

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d \quad (3.52)$$

$$A_s \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \quad (3.53)$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_{\text{perlu}}}{A_{\text{tulangan}}} \quad (3.54)$$

3) Cek Momen Kapasitas

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.55)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.56)$$

Cek $\phi M_n > M_u$

e) Merencanakan penulangan geser

1) Penulangan geser tumpuan

Untuk pemasangan tulangan geser di daerah sendi plastis (sepanjang $2h$ dari muka kolom)

a) Menghitung momen ujung di tiap-tiap tumpuan

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b_e} \quad (3.57)$$

$$M_{pr} = A_s \times (1,25 \times f_y) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.58)$$

b) Menghitung Gaya geser total

$$V_e = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{L_n} \quad (3.59)$$

Beton diasumsikan tidak menahan gaya geser, sehingga

$$V_c = 0$$

$$V_n = V_e \text{ maks}$$

c) Merencanakan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_n}{\phi} \quad (3.60)$$

$$V_{s \text{ maks}} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3.61)$$

$$\text{Cek } V_s < V_{s \text{ maks}}$$

$$A_v = \text{Jumlah kaki} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \quad (3.62)$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \quad (3.63)$$

Dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.2, Spasi sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari

$$s < d / 4$$

$$s < 6 \text{ kali diameter tulangan longitudinal}$$

$$s < 150 \text{ mm}$$

2) Penulangan geser lapangan

Untuk pemasangan tulangan geser di luar sendi plastis (di luar 2h)

$$V_u \text{ lapangan} = V_n - (2 \times h) \quad (3.64)$$

$$\phi V_{s \min} = 0.75 \times 1/3 \times b_w \times d \quad (3.65)$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad (3.66)$$

Cek kondisi,

$$V_u \leq 0.5\phi V_c \quad (3.67)$$

$$0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \quad (3.68)$$

$$\phi V_c \leq V_u \leq \phi(V_c + V_{s \min}) \quad (3.69)$$

$$A_v = \text{Jumlah kaki} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \quad (3.70)$$

$$A_v \min = \frac{b \times s}{3 \times f_y} \quad (3.71)$$

Syarat spasi sengkang maksimum,

$$S_{maks} \leq d/2 \quad (3.72)$$

3. Tangga

- a) Menentukan dimensi awal tangga, dalam hal ini telah dilakukan dalam *preliminary design*.
- b) Menentukan pembebanan yang diterima oleh tangga.

- c) Menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi
 d) Merencanakan tulangan pelat tangga.

Lengan Momen

$$Jd = 0.9 \cdot d \quad (3.73)$$

$$A_s = \frac{Mn}{f_y \cdot Jd} \quad (3.74)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_y \cdot b} \quad (3.75)$$

$$A_s = \frac{Mn}{f_y \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad (3.76)$$

Cek tulangan minimum

$$\rho_{aktual} = \frac{a}{d} \quad (3.77)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.78)$$

$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} \quad (3.79)$$

Cek regangan

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.80)$$

$$\varepsilon_i = 0,003 \left(\frac{d-c}{c} \right) > 0.005 = \text{terkendali tarik} \quad (3.81)$$

3.3.5. Pembebanan Gempa

Pengaruh beban gempa rencana ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa yang berperilaku dinamik dan analisisnya dilakukan dengan menggunakan analisis respons spektrum. Perencanaan pembebanan gempa ini mengacu pada SNI 1726:2012.

A. Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan. Hal ini diatur dalam SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2.

Tabel 3.8 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

Tabel 3.8 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa (lanjutan)

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedan dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk dalam kategori risiko IV, yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	<p>III</p>

Tabel 3.8 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa (lanjutan)

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat kendaraan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kendaraan) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Sumber: SNI 1726:2012

Tabel 3.9 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1.00
III	1.25
IV	1.50

Sumber: SNI 1726:2012

B. Prosedur Klasifikasi Situs untuk Desain Seismik

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Hal ini diatur dalam SNI 1726:2012 Pasal 5.3.

Tabel 3.10 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
<i>SA</i> (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
<i>SB</i> (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
<i>SC</i> (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
<i>SD</i> (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100

Tabel 3.10 Klasifikasi Situs (lanjutan)

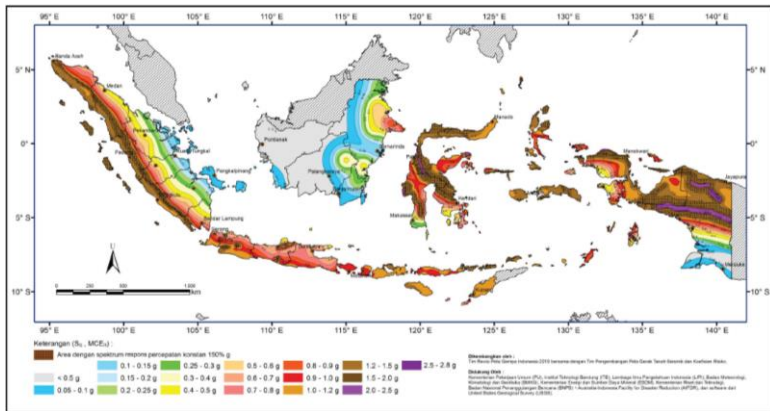
<i>Kelas Situs</i>	<i>V_s (m/detik)</i>	<i>N atau N_{ch}</i>	<i>Su (kPa)</i>
	<175	<15	<50
<i>SE</i> (tanah lunak)	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralis $S_u < 25$ kPa		
<i>SF</i> (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$ Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa		

Sumber: SNI 1726:2012

C. Wilayah Gempa dan Spektrum Respons

1. Parameter Percepatan Gempa

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan S_l (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0.2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik pada SNI 1726:2012 Pasal 14.



2. Koefisien-koefisien Situs dan Parameter-parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R)

Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situ, harus ditentukan dengan perumusan yang mengacu pada SNI 1726:2012 Pasal 6.2.

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (3.82)$$

$$S_{M1} = F_v S_I \quad (3.83)$$

Keterangan:

S_S = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek

S_I = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1 detik dan koefisien situs F_a dan F_v mengikuti tabel 3.9 dan 3.10.

Tabel 3.11 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0.2$ detik, S_S				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \geq 1.25$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SC	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
SE	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
SF	SS ^b				

Sumber: SNI 1726:2012

Catatan: Untuk nilai-nilai antara S_S dapat dilakukan interpolasi linier

Tabel 3.12 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda 1 detik, S_I				
	$S_S \leq 0.1$	$S_S = 0.2$	$S_S = 0.3$	$S_S = 0.4$	$S_S \geq 0.5$
<i>SA</i>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
<i>SB</i>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<i>SC</i>	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
<i>SD</i>	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
<i>SE</i>	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
<i>SF</i>	SS ^b				

Sumber: SNI 1726:2012

Catatan: Untuk nilai-nilai antara S_S dapat dilakukan interpolasi linier

3. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan pada perioda 1 detik, S_{D1} , harus ditentukan melalui perumusan yang mengacu pada SNI 1726:2012 Pasal 6.3.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.84)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.85)$$

4. Spektrum Respons Desain

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu dan mengikuti ketentuan pada SNI 1726:2012 Pasal 6.4.

- a) Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.86)$$

- b) Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} .

- c) Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.87)$$

Keterangan:

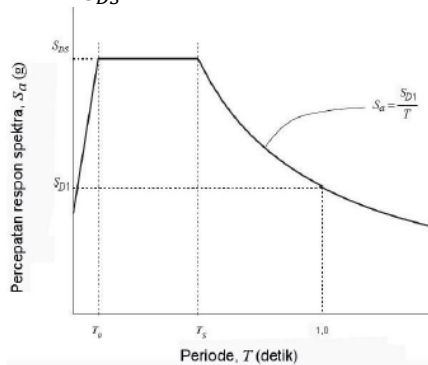
S_{DS} = Parameter respons spektral percepatan desain perioda pendek

S_{D1} = Parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik

T = Perioda getar fundamental struktur

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.88)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.89)$$



Gambar 3.9 Spektrum Respons Desain

5. Kategori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti SNI 1726:2012 Pasal 6.5. Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah

Tabel 3.13 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda Pendek

<i>Nilai S_{DS}</i>	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber: SNI 1726:2012

Tabel 3.14 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda 1 Detik

<i>Nilai S_{DI}</i>	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0.167$	A	A
$0.067 \leq S_{DI} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{DI} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{DI}$	D	D

Sumber: SNI 1726:2012

D. Struktur Penahan Beban Gempa

Sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan dalam SNI 1726:2012 Pasal 7.2. Dalam hal ini, digunakan sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan dengan dinding geser beton bertulang khusus. Dimana sistem tersebut mempunyai nilai-nilai berikut:

Sistem Penahan-gaya seismik = Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus dan dinding geser beton bertulang khusus.

Koefisien modifikasi respons (R) = 7

Faktor kuat-lebih sistem (Ω_0) = 2.5

Faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5.5

E. Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen

1. Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan yang tercantum dalam SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.

$$V = C_S W \quad (390)$$

Keterangan:

C_S = Koefisien respons seismik

W = Berat seismik efektif

Koefisien respons seismik, C_S , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.91)$$

Keterangan:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

R = Faktor modifikasi respons dalam Tabel 2.11

I_e = Faktor keutamaan gempa

Nilai C_S yang dihitung sesuai dengan Pers. 2.25 tidak perlu melebihi nilai berikut:

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.92)$$

Nilai C_S harus tidak kurang dari nilai berikut:

$$C_S = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (3.93)$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di mana S_I sama dengan atau lebih besar dari 0.6g, maka C_S harus tidak kurang dari:

$$C_S = \frac{0.5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.94)$$

Keterangan:

S_{D1} = Parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda sebesar 1 detik

R = Faktor modifikasi respons dalam Tabel 2.11

I_e = Faktor keutamaan gempa

T = Perioda fundamental struktur (detik)

S_I = Parameter respons spektral percepatan MCE_R terpetakan untuk perioda 1 detik

2. Penentuan Perioda

Perioda fundamental struktur, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Hal ini diatur dalam SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.

Perioda fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dari Tabel 2.12 dan perioda fundamental pendekatan, T_a . Sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental struktur, T , diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan, T_a .

Perioda fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_T h_n^x \quad (3.95)$$

Dimana h_n adalah ketinggian struktur, dalam (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan koefisien C_t dan x ditentukan.

Tabel 3.15 Koefisien untuk Batas Atas pada Perioda yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{DI}	Koefisien C_U
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Sumber: SNI 1726:2013

Tabel 3.16 Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0.0724 ^a	0.8
Rangka beton pemikul momen	0.0466 ^a	0.9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731 ^a	0.75

Tabel 3.16 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x
(lanjutan)

Tipe Struktur	C_t	x
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.0731 ^a	0.75
Semua sistem struktur lainnya	0.0488 ^a	0.75

Sumber: SNI 1726:2012

3.3.6. Analisis Struktur

Guna mempermudah serta mendapatkan hasil perhitungan yang akurat dalam tahap analisis struktur ini menggunakan program bantu ETABS. Selanjutnya *output* dari program bantu ETABS akan digunakan untuk melakukan perencanaan dan kontrol komponen-komponen struktur.

3.3.7. Perencanaan Struktur Primer Non-Prategang

Menghitung dimensi elemen-elemen struktur primer non-prategang yang mengacu pada SNI 2847:2013, meliputi:

1. Balok Induk

- a) Menentukan dimensi awal balok anak, dalam hal ini telah dilakukan dalam *preliminary design*.
- b) Menentukan pembebanan yang diterima oleh balok anak.
- c) Menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi
Hasil gaya-gaya dalam yang digunakan diperoleh dari analisis struktur dengan program bantu *ETABS*.
- d) Merencanakan penulangan lentur

Menghitung rasio tulangan, sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.1

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.96)$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} \quad (3.97)$$

$$\rho_{\max} = 0.025 \quad (3.98)$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b \cdot d^2} \quad (3.99)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} \quad (3.100)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{f_y}} \right) \quad (3.101)$$

Cek $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$

Menghitung jumlah tulangan

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d \quad (3.102)$$

$$As_{\text{tulangan}} = \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \quad (3.103)$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{tulangan}}} \quad (3.104)$$

Cek Momen Kapasitas

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \quad (3.105)$$

$$Mn = As \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.106)$$

Cek $\phi Mn > Mu$

e) Merencanakan penulangan geser

Penulangan geser tumpuan

Untuk pemasangan tulangan geser di daerah sendi plastis (sepanjang 2h dari muka kolom)

Menghitung momen ujung di tiap-tiap tumpuan

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times f_c \times b \times e} \quad (3.107)$$

$$M_{Pr} = As \times (1,25 \times f_y) \times (d - \frac{a}{2}) \quad (3.108)$$

Menghitung Gaya geser total

$$V_e = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{Ln} \quad (3.109)$$

Beton diasumsikan tidak menahan gaya geser, sehingga

$$V_c = 0$$

$$V_n = V_e \text{ maks}$$

Merencanakan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_n}{\phi} \quad (3.110)$$

$$V_{smaks} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \quad (3.111)$$

Cek $V_s < V_s \text{ maks}$

$$A_v = \text{Jumlah kaki} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \quad (3.112)$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \quad (3.113)$$

Dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.2, Spasi sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari

$$s < d / 4$$

$$s < 6 \text{ kali diameter tulangan longitudinal}$$

$$s < 150 \text{ mm}$$

Penulangan geser lapangan

Untuk pemasangan tulangan geser di luar sendi plastis (di luar 2h)

$$V_u \text{ lapangan} = V_n - (2 \times h) \quad (3.114)$$

$$\phi V_{s \min} = 0.75 \times 1/3 \times b_w \times d \quad (3.115)$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad (3.116)$$

Cek kondisi,

$$V_u \leq 0.5\phi V_c \quad (3.117)$$

$$0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \quad (3.118)$$

$$\phi V_c \leq V_u \leq \phi(V_c + V_{s \min}) \quad (3.119)$$

$$A_v = \text{Jumlah kaki} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \quad (3.120)$$

$$A_v \min = \frac{b \times s}{3 \times f_y} \quad (3.121)$$

Syarat spasi sengkang maksimum,

$$S_{maks} \leq d/2 \quad (3.122)$$

2. Kolom

a) Menentukan dimensi awal balok anak, dalam hal ini telah dilakukan dalam *preliminary design*.

b) Menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi
Hasil gaya-gaya dalam yang digunakan diperoleh dari analisis struktur dengan program bantu *ETABS*.

c) Perencanaan tulangan memanjang kolom

1) Kontrol rasio tulangan longitudinal kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.3.1 luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ atau lebih dari $0.06A_g$

2) Kontrol kapasitas beban aksial kolom atas dan bawah terhadap beban aksial terfaktor

$$\phi P_n (\max) = 0.8 \times \phi \times (0.85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + (f_y \times A_{st})) \quad (3.123)$$

Cek, $\phi P_n (\max) > P_{\max}$

- d) Pemeriksaan persyaratan “*strong column weak beam*”
Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2.2 mensyaratkan bahwa

$$\Sigma M_{nc} \geq (1.2)\Sigma M_{nb} \quad (3.124)$$

dimana:

ΣM_{nc} = momen kapasitas kolom

ΣM_{nb} = momen kapasitas balok

Nilai ΣM_{nc} diperoleh dengan bantuan diagram interaksi kolom dengan program bantu spColumn.

- e) Penentuan daerah plastis

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1 panjang l_o tidak boleh kurang dari yang terbesar dari

$$l_o \geq h \text{ kolom}$$

$$l_o \geq 1/6 \text{ bentang bersih kolom}$$

$$l_o \geq 450 \text{ mm}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari

$$s < 1/4 \text{ dimensi kolom minimum}$$

$$s < 6 \times \text{diameter tulangan longitudinal}$$

$$s < 100 + \frac{350 - h}{3}$$

- f) Pengekangan kolom di daerah sendi plastis

Kebutuhan pengekangan di daerah sendi plastis ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4 luas penampang total tulangan sengkang persegi, A_{sh} , tidak boleh kurang dari

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (3.125)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \quad (3.126)$$

dimana:

s = jarak tulangan transversal

b_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

f_{yt} = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

g) Kebutuhan tulangan geser

Gaya geser yang bekerja di sepanjang bentang kolom (V_u) ditentukan dari M_{pr}^+ dan M_{pr}^- balok yang menyatu dengan kolom tersebut

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.127)$$

$$M_{pr} = A_s \cdot 1,25 f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.128)$$

$$V_u = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} \quad (3.129)$$

Besarnya V_u harus dibandingkan dengan V_c , yaitu gaya geser yang diperoleh dari M_{pr} kolom. M_{pr} kolom diperoleh dengan program bantu spColumn.

Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama, maka:

$$V_e = \frac{2 \cdot M_{pr}}{l_n} \quad (3.130)$$

Cek $V_e > V_u$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.2 nilai V_c diasumsikan 0, apabila, 50% $V_e > V_u$

$$P_u < \frac{A_g f'_c}{10}$$

Apabila tidak memenuhi persyaratan di atas, maka $V_c \neq 0$

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 11.2.1.2 untuk komponen struktur yang dikenai beban aksial berlaku

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.131)$$

Besarnya V_s dihitung berdasarkan tulangan *confinement* Ash terpasang

$$V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (3.132)$$

Cek, $\phi(V_c + V_s) > V_u$

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5 sisa panjang kolom di luar sendi plastis (l_o) tetap harus dipasang tulangan transversal dengan ketentuan berikut

$$s \leq \frac{d}{2}$$

$$s \leq 6 \times \text{diameter tulangan longitudinal}$$

$$s \leq 150 \text{ mm}$$

h) Panjang lewatan pada sambungan tulangan kolom

Sambungan tulangan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang tentukan SNI 2847:2013 Pasal 12.2.3 untuk tulangan D22 dan yang lebih besar

$$l_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{1.7 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b \quad (3.133)$$

Dimana:

$\psi_t = 1$ (tidak berada di atas lapisan beton setebal 300 mm)

$\psi_e = 1$ (tidak dilapisi epoksi)

$\lambda = 1$ (beton berat normal)

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 12.15.1 panjang minimum sambungan untuk sambungan lewatan tarik harus seperti disyaratkan untuk sambungan Kelas A atau B, tetapi tidak kurang dari 300 mm

$$\text{Sambungan kelas A} = 1.0l_d$$

$$\text{Sambungan kelas B} = 1.3l_d$$

3. Dinding geser

a) Menentukan kuat geser sesuai SNI 2847:2013 Pasal 11.9.6

V_c diambil dari nilai terkecil dari persamaan berikut

$$V_c = 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d + \frac{N_u \cdot d}{4 \cdot l_w} \quad (3.134)$$

$$V_c = 0.05 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h + \frac{l_w \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w \cdot h}}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \quad (3.135)$$

Dimana:

l_w = panjang keseluruhan dinding

N_u = positif untuk tekan

= negatif untuk tarik

h = tebal dinding

d = Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.4
nilai $d = 0.8 l_w$

Jika $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$ adalah negatif, maka Persamaan

3.135 tidak berlaku.

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.9.8 bila gaya geser terfaktor V_u kurang dari $0.5\phi V_u$, maka tulangan harus disediakan sesuai dengan Pasal 11.9.9 bila gaya geser terfaktor V_u lebih dari $0.5\phi V_u$, maka tulangan harus disediakan sesuai dengan Pasal 11.9.9

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (3.136)$$

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) \quad (3.137)$$

- b) Ketentuan-ketentuan khusus untuk dinding geser penahan gempa

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 paling sedikit dua tirai tulangan harus digunakan pada suatu dinding jika

$$V_u > 0.17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} \quad (3.138)$$

Dimana,

A_{cv} = luas netto yang dibatasi oleh tebal dan panjang penampang dinding

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.4.4 batas kuat geser tidak boleh melebihi

$$V_u < \phi 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (3.139)$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.4.1 kuat geser tidak boleh melebihi

$$V_u < \phi A_{cv} \cdot (a_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_t \cdot f_y) \quad (3.140)$$

Dimana

$$a_c = 0.25 \text{ untuk } h_w / l_w \leq 1.5$$

$$= 0.17 \text{ untuk } h_w / l_w \geq 2.0$$

$$= 0.17 - 0.25 \text{ untuk } h_w / l_w = 1.5 - 2.0$$

Menurut sni 2847:2013 Pasal 21.9.2.1 rasio tulangan badan terdistribusi, ρ_l dan ρ_t , tidak boleh kurang dari 0.0025 dan spasi tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktur tidak lebih dari 450 mm

- c) Perhitungan kapasitas *boundary element*

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.2 bahwa dinding geser harus diberi *boundary element* bila

$$C > l_w / \left[600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right) \right] \quad (3.141)$$

Dengan $\left(\frac{\delta_u}{h_w}\right)$ tidak boleh lebih kecil dari 0.007

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.4 *boundary element* harus dipasang secara horisontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari

$$(c - 0.1l_w) \quad (3.142)$$

$$\text{dan } C / 2 \quad (3.143)$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.4 rasio *boundary element* tidak boleh kurang dari SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4(a)

$$\rho_s = 0.12 \cdot \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \quad (3.144)$$

$$\rho_{\text{terpasang}} = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (3.145)$$

Cek $\rho_{\text{terpasang}} > \rho_s$

Menurut SNI 287:2013 Pasal 21.6.4.4(b) luas penampang tulangan sengkang, *Ash*, tidak boleh kurang dari

$$Ash = 0.3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (3.146)$$

$$Ash = 0.09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \quad (3.147)$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3 spasi tulangan *boundary element* tidak boleh lebih dari

$s < \frac{1}{4}$ dimensi komponen struktur minimum

$s < 6$ kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil

$$s < 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

3.3.8. Kontrol Desain Struktur Primer Non-Prategang

Melakukan kontrol desain terhadap komponen struktur yang sudah direncanakan, dimana harus memenuhi syarat keamanan dan rasional sesuai batas-batas tertentu menurut SNI 2847:2013. Dilakukan pengambilan kesimpulan apakah desain telah memenuhi persyaratan, bila telah memenuhi maka dapat dilanjutkan ke tahap selanjutnya, namun apabila tidak memenuhi maka harus dilakukan perencanaan ulang.

3.3.9. Perencanaan Struktur Primer Prategang

Langkah-langkah yang dilakukan dalam perencanaan balok prategang adalah sebagai berikut:

A. Desain Penampang

1. Desain Pendahuluan

Bila M_g jauh lebih besar dari 20-30% M_T , maka M_g tidak dapat menentukan desain dan desain pendahuluan dibuat hanya dengan memperhatikan M_T . Bila M_g relatif kecil terdapat M_T , maka desain ditentukan oleh $M_L = M_T - M_g$. Dengan demikian, total gaya prategang efektif yang diperlukan,

$$F = \frac{MT}{0.65 \cdot h} \quad (3.148)$$

Atau

$$F = \frac{ML}{0.50 \cdot h} \quad (3.149)$$

dimana:

M_T = momen total pada penampang

M_L = selisih antara momen total dan momen gelagar

h = tinggi penampang

Luas baja yang diperlukan,

$$A_{ps} = \frac{F}{f_{se}} = \frac{MT}{0.65 \cdot h \cdot f_{se}} \quad (3.150)$$

atau

$$A_{ps} = \frac{F}{f_{se}} = \frac{ML}{0.50 \cdot h \cdot f_{se}} \quad (3.151)$$

dimana:

f_{se} = gaya prategang efektif untuk baja

Bila tidak diketahui apakah M_T atau M_L yang akan menentukan desain, cara yang tepat adalah menggunakan kedua Persamaan 3.148 dan 3.149, dan pilih nilai terbesar dari kedua nilai ini.

Untuk desain pendahuluan, tegangan rata-rata dapat diambil kira-kira 50% dari tegangan izin maksimum f_c untuk beban kerja,

$$\frac{A_{ps} \cdot f_{se}}{A_c} = 0.50 \cdot f_c \quad (3.152)$$

$$A_c = \frac{A_{ps} \cdot f_{se}}{0.50 \cdot f_c} \quad (3.153)$$

Estimasi terhadap tinggi penampang beton prategang dapat menggunakan 70% dari tinggi penampang beton bertulang konvensional.

Tinggi balok dengan proporsi yang umum dapat diperkirakan dengan rumus,

$$h = k\sqrt{M} \quad (3.154)$$

dimana:

h = tinggi balok

M = momen lentur maksimum

k = koefisien yang bervariasi antara 1.5 sampai 2.0

Cara empiris di atas hanya berlaku untuk kondisi umum dan dipakai semata-mata untuk pendekatan pendahuluan.

Setelah itu, hal yang dilakukan adalah menentukan profil penampang balok prategang yang akan digunakan.

2. Desain Teori Elastik dengan Mengizinkan Tarikan

a. Perbandingan M_G / M_T yang kecil

Bila tegangan tarik f_t' diizinkan pada serat atas, pusat gaya tekan C dapat ditempatkan di bawah kern sejauh

$$e_1 + e_2 = \frac{M_G + f_t' \cdot A \cdot k_b}{F_0} \quad (3.155)$$

Sehingga c.g.s diletakkan sejauh e di bawah c.g.c. Dengan tegangan tarik yang diizinkan pada serat bawah, momen yang dipikul beton adalah

$$\frac{f_b' \cdot I}{c_b} = f_b' \cdot A \cdot k_t \quad (3.156)$$

Maka, momen netto

$$M_{netto} = M_T - f_b' \cdot A \cdot k_t \quad (3.157)$$

Momen netto harus dipikul oleh gaya prategang F dengan lengan momen sampai ke titik kern atas, maka lengan total

$$a = k_t + e \quad (3.158)$$

Dan gaya prategang F yang diperlukan adalah

$$F = \frac{M_T - f_b' \cdot A \cdot k_t}{a} \quad (3.159)$$

Maka

Untuk membatasi tegangan serat bawah

$$A_c = \frac{F_0 \cdot h}{f_b \cdot c_t - f_t' \cdot c_b} \quad (3.160)$$

Untuk menjaga tegangan serat atas

$$A_c = \frac{F \cdot h}{f_t \cdot c_b - f_b \cdot c_t} \quad (3.161)$$

b. Perbandingan M_G/M_T yang besar

Bila M_G/M_T besar, maka C akan berada di dalam kern pada saat peralihan, dan mengizinkan tegangan tarik pada serat atas tidak akan berpengaruh pada desain.

Untuk menjaga agar tegangan serat bawah tetap dalam batas

$$A_c = \frac{F_0}{f_b} \left(1 + \frac{e - (M_G/F_0)}{k_t} \right) \quad (3.162)$$

Untuk menjaga agar tegangan serat atas tetap dalam batas

$$A_c = \frac{F \cdot h}{f_t \cdot c_b - f_b \cdot c_t} \quad (3.163)$$

3. Desain dengan Teori Kekuatan Batas

a. Desain Pendahuluan

Untuk desain pendahuluan, dapat dianggap bahwa momen batas yang dipikul penampang prategang yang terekat adalah kekuatan batas baja dikalikan dengan lengan momen. Lengan momen ini bervariasi, tergantung bentuk penampang, umumnya $0.6h$ sampai $0.9h$, dengan rata-rata umumnya $0.8h$. Dengan demikian, penampang baja yang diperlukan dapat diperkirakan, yaitu

$$A_s = \frac{M_T \cdot m}{0.80h \cdot f_{ps}} \quad (3.164)$$

Dimana m adalah faktor keamanan atau faktor beban.

Dengan anggapan bahwa beton pada sisi tekannya diberi tegangan sebesar $0.85f_c'$ maka luas penampang beton yang diperlukan adalah

$$A_c' = \frac{M_T \cdot m}{0.80h \cdot 0.85f_c'} \quad (3.165)$$

b. Desain Akhir

Meskipun gambaran di atas memperlihatkan desain pendahuluan berdasarkan teori kekuatan batas, desain akhir yang sesungguhnya akan lebih rumit, dimana faktor-faktor berikut ini harus diperhatikan.

- 1) Faktor beban yang tepat dan sesuai harus ditentukan untuk baja maupun beton, sehubungan dengan beban desain dan kemungkinan kelebihan beban untuk suatu struktur.
- 2) Tegangan-tekan pada waktu peralihan harus diselidiki untuk flens tarik, umumnya dengan teori elastik. Di samping itu, flens tarik harus cukup besar untuk memungkinkan penempatan baja dengan baik.
- 3) Lokasi garis netral untuk penampang-penampang tertentu tidak mudah ditentukan.
- 4) Desain badan (*web*) tergantung pada geser (*shear*) dan faktor-faktor lain.
- 5) Lengan momen efektif untuk kopel penahan dalam harus dihitung dengan lebih teliti.
- 6) Kontrol terhadap lendutan dan tegangan yang berlebihan harus dilakukan.

B. Gaya Prategang

Penentuan gaya prategang, dimana momen total sangat mempengaruhi. Gaya prategang ini yang kemudian disalurkan ke penampang.

$$f = -\frac{F}{A} \pm \frac{F \cdot e \cdot y}{I} \mp \frac{M \cdot y}{I} \quad (3.166)$$

dimana:

f = tegangan

F = gaya prategang

A = luas penampang beton

e = eksentrisitas

y = jarak dari sumbu yang melalui titik berat

I = momen inersia penampang

M = momen eksternal pada penampang akibat beban dan berat sendiri balok

C. Daerah Limit Kabel

Tegangan tendon di serat beton ekstrim pada kondisi beban kerja tidak dapat melebihi nilai izin maksimumnya berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 18. Dengan demikian, zona yang membatasi di penampang beton perlu ditetapkan, yaitu selubung yang di dalamnya gaya prategang dapat bekerja tanpa menyebabkan terjadinya tegangan yang melebihi tegangan izinnya.

D. Kontrol Tegangan

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 18.3.3, komponen struktur lentur prategang harus diklasifikasikan sebagai kelas U, kelas T, atau kelas C berdasarkan pada f_t , tegangan serat terjauh yang dihitung dalam kondisi tarik pada daerah tarik pratekan yang dihitung saat beban layan, sebagai berikut:

$$\text{Kelas U: } f_t \leq 0.62 \sqrt{f'_c}$$

$$\text{Kelas T: } 0.62 \sqrt{f'_c} \leq f_t \leq 1.0 \sqrt{f'_c}$$

$$\text{Kelas C: } f_t > 1.0 \sqrt{f'_c}$$

1. Tegangan pada beton sesaat setelah penyaluran prategang (sebelum kehilangan prategang tergantung waktu) (SNI 2847:2013 Pasal 18.4.1):

- a. Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan tidak boleh melebihi $0.60 f_{ci}'$
 - b. Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan pada ujung-ujung komponen tumpuan sederhana tidak boleh melebihi $0.70 f_{ci}'$
 - c. Bila kekuatan tarik beton yang dihitung, f_t , melebihi $0.50 \sqrt{f_{ci}'}$ pada ujung-ujung komponen struktur terdukung sederhana, atau $0.25 \sqrt{f_{ci}'}$ pada lokasi lainnya, tulangan dengan lekatan tambahan harus disediakan dalam daerah tarik untuk menahan gaya tarik total dalam beton yang dihitung dengan asumsi penampang tak retak
2. Untuk komponen struktur lentur prategang Kelas U dan Kelas T, tegangan pada beton saat beban layan (berdasarkan pada sifat penampang tak retak, dan setelah pembolehan untuk semua kehilangan prategang) (SNI 2847:2013 Pasal 18.4.2):
- a. Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan akibat prategang ditambah beban tetap tidak boleh melebihi $0.45 f_{ci}'$
 - b. Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan akibat prategang ditambah beban total tidak boleh melebihi $0.60 f_{ci}'$
3. Tegangan tarik pada baja prategang tidak boleh melebihi nilai berikut ini (SNI 2847:2013 Pasal 18.5):
- a. Akibat gaya penarikan (*jacking*) baja prategang tidak boleh melebihi $0.94 f_{py}$
Tetapi tidak lebih besar dari yang lebih kecil dari $0.80 f_{pu}$ dan nilai maksimum yang

direkomendasikan oleh pembuat baja prategang atau perangkat angkur.

- b. Tendon pasca tarik, pada perangkat angkur dan kopler sesaat setelah transfer gaya tidak boleh melebihi $0.45f_{py}$

E. Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang yang terjadi pada komponen struktur pascatarik (Nawy 2000):

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pSH} \quad (3.167)$$

Dimana:

Δf_{pT} = Kehilangan prategang total

Δf_{pA} = Kehilangan akibat dudukan angker

Δf_F = Kehilangan akibat friksi

Δf_{ES} = Kehilangan akibat perpendekan elastis beton

Δf_R = Kehilangan akibat relaksasi baja

Δf_{CR} = Kehilangan akibat rangkai

Δf_{SH} = Kehilangan akibat susut

1. Perpendekan elastis beton

Tegangan di beton pada pusat berat baja akibat prategang awal adalah

$$f_{CS} = -\frac{P_i}{A_C} \quad (3.168)$$

Jika tendon dalam beton mempunyai eksentrisitas e pada tengah bentang balok dan momen akibat berat sendiri M_D diperhitungkan, maka tegangan yang dialami beton di penampang tengah bentang pada level baja prategang menjadi

$$f_{CS} = -\frac{P_i}{A_C} \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) + \frac{M_D e}{I_C} \quad (3.169)$$

Rasio modulus awal

$$n = \frac{E_s}{E_{ci}} \quad (3.170)$$

Di balok pascatarik, kehilangan akibat perpendekan elastis bervariasi dari nol jika semua tendon didongkrak

secara simultan, hingga setengah dari nilai yang dihitung pada kasus pratarik dengan beberapa pendongkrak sekuensial digunakan, seperti pendongkrakan dua tendon sekaligus. Jika n adalah banyaknya tendon atau pasangan tendon yang ditarik secara sekuensial, maka

$$\Delta f_{pES} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (n f_{CS}) \quad (3.171)$$

yang mana j menunjukkan nomor operasi pendongkrakan. Perhatikan bahwa tendon yang ditarik terakhir tidak mengalami kehilangan akibat perpendekan elastis, sedangkan tendon yang ditarik pertama mengalami banyak kehilangan yang maksimum.

2. Relaksasi tegangan baja

Kehilangan prategang di komponen struktur prategang akibat rangkai

$$\Delta f_{pRE} = [K_{re} - J(SH + CR + ES)]C$$

Dimana K_{re} , J , dan C adalah koefisien yang berasal dari strand dan tendon yang digunakan.

3. Rangkai

Kehilangan prategang di komponen struktur prategang akibat rangkai

$$\Delta f_{pCR} = K_{CR} \frac{E_{PS}}{E_C} (f_{CS} - f_{csd}) \quad (3.175)$$

Dimana:

$K_{CR} = 1,60$ untuk komponen struktur pascatarik

f_{CS} = tegangan di beton pada level pusat berat baja segera setelah transfer

f_{csd} = tegangan di beton pada level pusat berat baja akibat semua beban mati tambahan yang bekerja setelah prategang diberikan

4. Susut

Kehilangan prategang akibat susut untuk komponen struktur pascatarik

$$\Delta f_{pSH} = \epsilon_{SH} K_{SH} E_s \left(1 - 0.06 \frac{V}{S}\right) (100 - RH) \quad (3.176)$$

Dimana:

ϵ_{SH} = regangan susut ultimit nominal

$$= 8.2 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$$

K_{SH} = koefisien susut

V / S = rasio volume-permukaan

RH = kelembaban relatif

5. Friksi

Kehilangan prategang akibat friksi

$$\Delta f_{pF} = f_1 (\mu a + KL) \quad (3.177)$$

$$f_1 = \frac{P_i}{d_t} \quad (3.178)$$

Dimana:

P_i = gaya prategang

d_t = diameter tendon

a = perubahan angular total dari profil tendon prategang dalam radian dari ujung tendon yang menjadi *jack* menuju titik x manapun

μ = koefisien kelengkungan

K = koefisien *wobble*

6. Dudukan angker

Kehilangan prategang akibat gelincir angker

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} E_{ps} \quad (3.179)$$

Dimana:

Δ_A = besar gelincir

L = panjang tendon

E_{ps} = modulus tendon prategang

F. Momen Batas

Momen batas dihitung untuk mengetahui kekuatan batas balok prategang menerima beban layan dan beban ultimit. Perhitungan kuat ultimate dari balok prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 Pasal 18.8.2

mengenai jumlah total baja tulangan prategang dan bukan prategang pada komponen struktur harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 kali beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar

$$0.62\lambda\sqrt{f_c} \quad (3.180)$$

Sehingga didapat $\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$ dengan nilai $\phi = 0.9$

Kekuatan batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luas berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut:

$$1.2M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n$$

Dimana:

M_{cr} = moment retak balok prategang

M_u = moment ultimate balok prategang

ϕM_n = kapasitas momen penampang balok prategang

Nilai momen retak dapat dihitung dengan persamaan berikut dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan:

$$-f_r = \frac{Fi}{A} + \frac{Fi \times e}{I} \times Y - \frac{M_{cr} \times Y}{I} \quad (3.181)$$

$$M_{cr} = \left(\frac{Fi}{A} \times \frac{I}{Y} \right) + \left(\frac{Fi \times e \times Y}{I} \times \frac{I}{Y} \right) + \left(f_r \times \frac{I}{Y} \right) \quad (3.182)$$

Dimana:

Fi = gaya prategang efektif setelah kehilangan

I = inersia balok

e = eksentrisitas dari c.g.c

A = luas penampang balok

Y = garis netral balok

f_r = modulus keruntuhan = $0.7\sqrt{f_c}$

G. Kontrol Lendutan

Memperhitungkan lendutan-lendutan yang terjadi sehingga tidak melampaui batasan yang telah ditentukan. Lendutan dihitung menurut model pembebanan, dimana

beban sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. Hal ini diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 18.3.5

H. Kontrol Retak

Retak terjadi apabila beton menerima tegangan tarik melampaui tegangan runtuhnya, maka momen retak harus dihitung agar beton tidak menerima tegangan tarik melampaui batasnya.

I. Kontrol Geser

Perencanaan tulangan geser diperhitungkan menurut standar perencanaan SNI 2847-2013. Perhitungan geser dilakukan agar balok memiliki kemampuan menahan gaya geser yang diterima.

J. Pengangkuran Ujung

Perencanaan sistem pasca tarik berpengaruh pada kekuatan blok beton yang berada di ujung. Hal ini disebabkan adanya gaya tekan yang besar pada daerah pengangkuran. Maka diperlukan perhitungan untuk kemampuan beton serta penulangan yang diperlukan. Untuk Daerah pengangkuran tendon pasca tarik diatur dalam SNI 2847:2012 Pasal 18.13.

3.3.10. Kontrol Desain Struktur Primer Prategang

Melakukan kontrol desain terhadap komponen struktur yang sudah direncanakan, dimana harus memenuhi syarat keamanan dan rasional sesuai batas-batas tertentu menurut SNI 2847:2013. Dilakukan pengambilan kesimpulan apakah desain telah memenuhi persyaratan, bila telah memenuhi maka dapat dilanjutkan ke tahap selanjutnya, namun apabila tidak memenuhi maka harus dilakukan perencanaan ulang.

3.3.11. Perencanaan Struktur Bawah

Perencanaan struktur bawah dilakukan dengan mengambil *output* dari hasil pemodelan yang telah dilakukan dengan program bantu ETABS dalam tahap analisis struktur.

A. Pondasi Tiang Pancang

1. Menghitung daya dukung satu tiang pancang berdasarkan data SPT

$$Q_{ult} = k \cdot N_p \cdot A_p + \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \quad (3.183)$$

Dimana:

Q_{ult} = daya dukung tiang ultimate

k = koefisien karakteristik tanah

A_p = luas penampang dasar tiang

N_p = nilai rata-rata SPT sepanjang 4D di atas s/d 4D di bawah ujung tiang

N_s = nilai rata-rata SPT sepanjang ting dengan nilai $3 \leq N \leq 50$

Maka, daya dukung ijin satu tiang:

$$Q_d = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (3.184)$$

2. Merencanakan pondasi tiang pancang kelompok
 - a. Menentukan Jumlah tiang:

$$n > \frac{V_o}{Ek \cdot Q_d} \quad (3.185)$$

Dimana:

n = jumlah tiang pancang

V_o = beban vertikal

Ek = faktor efisiensi tiang pancang dalam kelompok

Q_d = daya dukung ijin 1 tiang tunggal

Dalam menentukan jarak antar tiang pancang terdapat ketentuan yang harus dipenuhi

$$2.5D \leq S \leq 5D \quad (3.186)$$

Dimana:

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

- b. Menghitung gaya maksimum yang dipikul satu tiang dalam kelompok

$$P_i = \frac{V_o}{n} + \frac{M_{xo} \cdot D_{yi}}{\sum D_{yi}^2} + \frac{M_{yo} \cdot D_{xi}}{\sum D_{xi}^2} \quad (3.187)$$

Dimana:

P_i = gaya aksial satu tiang pancang

V_o = beban vertikal

n = jumlah tiang pancang

M_{xo} = momen di dasar poer arah x

M_{yo} = momen di dasar poer arah y

D_{xi} = jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang sumbu x

D_{yi} = jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang sumbu y

- c. Menghitung daya dukung satu tiang dalam kelompok

$$Q_d \text{ 1 tiang dalam kelompok} = Ek \cdot Q_d \quad (3.188)$$

Dimana:

Ek = faktor efisiensi tiang pancang dalam kelompok

Q_d = daya dukung ijin 1 tiang tunggal

$$Ek = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \quad (3.189)$$

Dimana:

D = diameter tiang pancang

S = jarak tiang pancang terkecil

m = jumlah tiang pancang dalam kolom

n = jumlah tiang pancang dalam baris

- d. Kontrol gaya maksimum satu tiang dalam kelompok terhadap daya dukung satu tiang dalam kelompok

$$P_i > Q_{d1} \text{ tiang dalam kelompok} \quad (3.190)$$

Apabila daya dukung tidak memenuhi, maka perlu direncanakan ulang. Ada beberapa solusi yang dapat dilakukan:

- 1) Jarak antar tiang diperbesar
- 2) Jumlah tiang ditambah
- 3) Daya dukung diperbesar dengan menambah kedalaman tiang
- 4) Diameter tiang diperbesar

3.3.12. Penggambaran Hasil Perencanaan

Menggambaran hasil dari perencanaan yang telah dilakukan dengan program bantu AutoCAD.

3.4 Jadwal Rencana Pelaksanaan Tugas Akhir

Kegiatan	Jadwal Rencana Pelaksanaan Tugas Akhir															
	Bulan ke-1				Bulan ke-2				Bulan ke-3				Bulan ke-4			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Pengumpulan Data																
Studi Literatur																
<i>Preliminary Design</i>																
Perencanaan Struktur Sekunder																
Pembebanan Gempa																
Analisis Struktur																
Perencanaan Struktur Primer Non-Prategang																
Perencanaan Struktur Primer Prategang																
Kontrol Desain																
Perencanaan Struktur Bawah																
Penggambaran Hasil Perencanaan																

Gambar 3.10 Jadwal Rencana Pelaksanaan Tugas Akhir

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

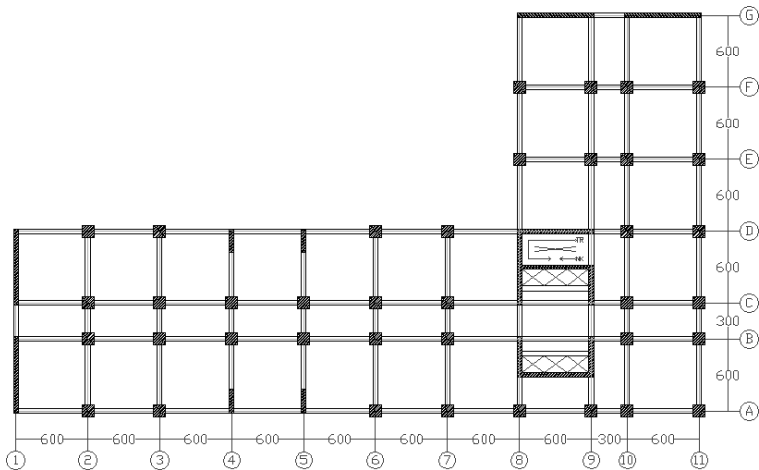
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Data Perencanaan

Berikut ini merupakan data-data perencanaan bangunan:

Fungsi Bangunan	: Apartemen
Sistem Struktur	: Sistem Ganda
Struktur Utama	: Beton Bertulang dan Balok Prategang
Lokasi Bangunan	: Jakarta Selatan
Tinggi Bangunan	: 96 m (24 lantai)
Luas Bangunan	: 1125 m ²
Mutu Beton Kolom dan Balok (f'_c)	: 45 Mpa
Mutu Beton Pelat Lantai (f'_c)	: 35 Mpa
Mutu Baja Kolom dan Balok (f_y)	: 400 Mpa
Mutu Baja Pelat Lantai (f_y)	: 400 Mpa

Denah rencana modifikasi struktur gedung The Royal Olive Residence seperti berikut:



Gambar 4.1 Denah Rencana Modifikasi Struktur Gedung

4.2 Preliminary Design

Preliminary design merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal dilakukan mengacu pada peraturan yang ada. *Preliminary design* yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok prategang, pelat lantai, kolom, dan dinding geser.

4.2.1 Balok

A. Balok Induk

Dalam merencanakan dimensi awal balok induk mengacu pada SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2. Balok induk direncanakan sebagai balok tertumpu sederhana, sehingga digunakan persamaan:

$$h_{\min} = \frac{l}{16} \left(0.4 + \frac{fy}{700} \right)$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} h$$

Dimana:

l = panjang balok

h = tinggi balok

b = lebar balok

Maka selanjutnya perencanaan dimensi awal balok induk dapat dilihat dalam Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Dimensi Rencana Balok Induk

Bentang (m)	h_{\min} (cm)	b_{\min} (cm)	H	B
6	36.43	18.21	60	40
3	18.21	9.11	60	40

B. Balok Prategang

Dimensi untuk balok prategang pada portal direncanakan dengan persamaan berikut:

$$h_{\min} = \frac{l}{20} ; b_{\min} = \frac{2}{3} h$$

Dimana:

l = panjang balok

h = tinggi balok

b = lebar balok

Balok prategang yang direncanakan memiliki bentang 1500 cm, sehingga diperoleh:

$$h_{\min} = \frac{l}{20} = \frac{1500}{20} = 75 \text{ cm}$$

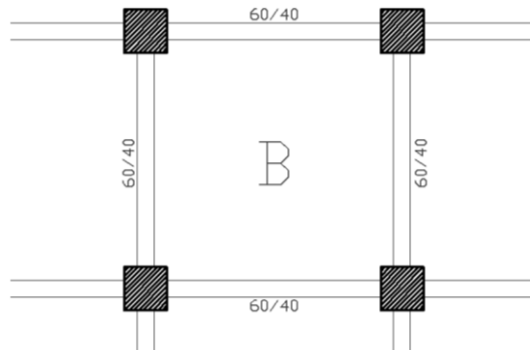
$$b_{\min} = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 75 = 50 \text{ cm}$$

Maka direncanakan balok prategang dengan dimesi 75/50

4.2.2 Pelat Lantai

Persyaratan tebal pelat lantai mengacu pada SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3. Sedangkan untuk perhitungannya mengacu pada Persamaan 3.1 sampai 3.10. Pelat lantai yang ditinjau adalah pelat lantai A, B, C, dan D. Pelat lantai direncanakan dengan tebal 13 cm.

Pelat Lantai B (Dua Arah)



Gambar 4.2 Pelat Lantai B

Bentang memanjang (l_y) = 600 cm

Bentang melintang (l_x) = 600 cm

$$l_{yn} = l_y - \left(\frac{b_{memanjang}}{2} + \frac{b_{melintang}}{2} \right)$$

$$l_{yn} = 600 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 560 \text{ cm}$$

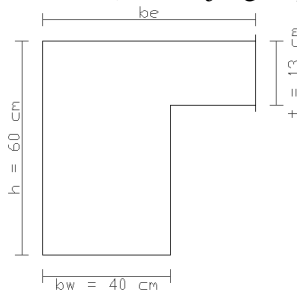
$$l_{xn} = l_x - \left(\frac{b_{memanjang}}{2} + \frac{b_{melintang}}{2} \right)$$

$$l_{xn} = 600 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 560 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{l_{yn}}{l_{xn}} = \frac{560}{560} = 1 < 2 \text{ (pelat dua arah)}$$

1. Menentukan lebar efektif (b_e) dari balok mengacu pada SNI 2847:2013 Pasal 8.12.2 dan 8.12.3.

Balok Eskterior (Memanjang Tepi)



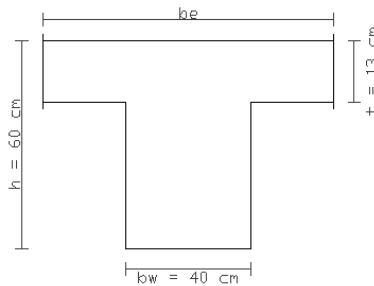
Gambar 4.3 Balok Eksterior

$$b_e < 1/12 L_y = 1/12 \times 600 = 50 \text{ cm}$$

$$b_e < b_w + 6t = 40 + (6 \times 13) = 118 \text{ cm}$$

Maka lebar efektif (b_e) diambil 50 cm

Balok Interior (Memanjang Tengah dan Melintang Tengah)



Gambar 4.4 Balok Interior

$$be < 1/4 Lx = 1/4 \times 600 = 150 \text{ cm}$$

$$be < bw + 8t = 40 + (8 \times 13) = 144 \text{ cm}$$

Maka lebar efektif (be) diambil 144 cm

2. Menghitung momen inersia penampang balok

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

Balok Eksterior (Memanjang Tepi)

$$k = \frac{1 + \left(\frac{50}{40} - 1\right) \left(\frac{13}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{13}{60}\right) + 4 \left(\frac{13}{60}\right)^2 + \left(\frac{50}{40} - 1\right) \left(\frac{13}{60}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{50}{40} - 1\right) \left(\frac{13}{60}\right)}$$

$$k = 2.51$$

$$Ib = \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k = \frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 \times 2.51$$

$$Ib = 1807200 \text{ cm}^4$$

Balok Interior (Memanjang Tengah dan Melintang Tengah)

$$k = \frac{1 + \left(\frac{144}{40} - 1\right) \left(\frac{13}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{13}{60}\right) + 4 \left(\frac{13}{60}\right)^2 + \left(\frac{144}{40} - 1\right) \left(\frac{13}{60}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{144}{40} - 1\right) \left(\frac{13}{60}\right)}$$

$$k = 2.48$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times b \times w \times h^3 \times k = \frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 \times 2.48$$

$$I_b = 1785600 \text{ cm}^4$$

3. Menghitung momen inersia lajur pelat

$$I_p = \frac{1}{12} \times l \times t^3 = \frac{1}{12} \times 600 \times 13^3$$

$$I_p = 109850 \text{ cm}^4$$

4. Menghitung nilai a_{fm}

Karena E_c balok = E_c Pelat, maka

$$a = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cp} \times I_p} = \frac{I_b}{I_p}$$

Balok Eksterior (Memanjang Tepi)

$$a = \frac{I_b}{I_p} = \frac{1807200}{109850} = 16.45$$

Balok Interior (Memanjang Tengah dan Melintang Tengah)

$$a = \frac{I_b}{I_p} = \frac{1785600}{109850} = 16.25$$

$$\text{Maka, } a_m = \frac{16.45 + 16.25 + 16.25 + 16.25}{4} = 16.3$$

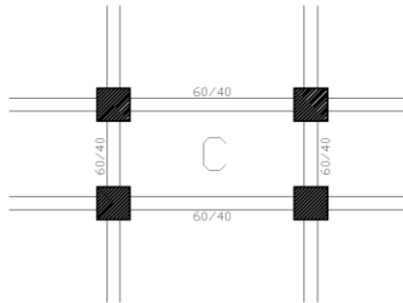
Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3.3, untuk pelat dengan balok yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya dengan nilai $\alpha_{fm} > 2$, maka ketebalan minimum (h) pelat harus memenuhi:

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

Dan tidak boleh kurang dari 90 mm

$$h = \frac{600 \left(0.8 + \frac{240}{1400} \right)}{36 + 9 \times 1} = 12.95 \text{ cm}$$

Pelat Lantai C (Satu Arah)



Gambar 4.5 Pelat Lantai C

Bentang memanjang (l_y) = 600 cm

Bentang melintang (l_x) = 300 cm

$$l_{yn} = l_y - \left(\frac{b_{memanjang}}{2} + \frac{b_{melintang}}{2} \right)$$

$$l_{yn} = 600 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 560 \text{ cm}$$

$$l_{xn} = l_x - \left(\frac{b_{memanjang}}{2} + \frac{b_{melintang}}{2} \right)$$

$$l_{xn} = 300 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 260 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{l_{yn}}{l_{xn}} = \frac{560}{260} = 2.15 > 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

Untuk merencanakan dimensi awal pelat lantai satu arah, mengacu pada SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2. Pelat lantai C merupakan pelat satu arah tertumpu sederhana, sehingga digunakan persamaan:

$$h_{\min} = \frac{l}{20} \left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

$$h_{\min} = \frac{300}{20} \left(0.4 + \frac{240}{700} \right) = 11.14 \text{ cm}$$

Dilakukan perhitungan dengan cara yang sama untuk pelat lantai B dan D maka didapatkan ketebalan pelat minimum seperti berikut:

Tabel 4.2 Tebal Pelat Lantai

Pelat Lantai	Dimensi (cm)		t min (cm)	t pakai (cm)	Ket
	L_x	L_y			
A	600	600	12.95	13	Dua arah
B	600	600	12.95	13	Dua arah
C	600	300	11.14	13	Satu arah
D	600	300	11.14	13	Satu arah

4.2.3 Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 8.10.1, kolom harus dirancang untuk menahan gaya aksial dari beban terfaktor pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang lantai atau atap bersebelahan yang ditinjau.

Kolom yang akan ditinjau untuk perencanaan awal adalah kolom pada as C-2 pada gambar 4.1.

$$\begin{aligned}
 \text{Maka Berat Total (W)} &= 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} \\
 &= 1.2 \times 248646 + 1.6 \times 56970 \\
 &= 377431.2 \text{ kg} \\
 \text{Mutu Beton} &= 45 \text{ Mpa} = 450 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{Dimensi Kolom (A)} &= \frac{3w}{f'c} \\
 &= \frac{3 \times 377431.2}{450} = 2516.21 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan kolom dengan penampang persegi, sehingga dipakai dimensi kolom 70 x 70 cm

Dilakukan perhitungan dengan cara yang sama untuk kolom lantai 1-8, 9-16, dan 17-24. Maka didapatkan dimensi kolom seperti berikut:

Tabel 4.4 Dimensi Kolom

Kolom	Dimensi (cm)	
	h	b
Lantai 1 – 8	90	90
Lantai 9 – 16	80	80
Lantai 17 – 24	70	70

4.2.4 Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3.1, tebal dinding penumpu tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang mana yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

Direncanakan :

Panjang bentang = 600 cm

Tinggi = 400 cm

$t > 1/25 \text{ H}$ = $1/25 \times 400 \text{ cm}$ = 16 cm

$t > 1/25 \text{ L}$ = $1/25 \times 600 \text{ cm}$ = 24 cm

$t > 100 \text{ mm}$ = 10 cm

Maka, digunakan ketebalan dinding geser sebesar 40 cm

4.3 Perencanaan Struktur Sekunder

Komponen-komponen struktur sekunder yang direncanakan meliputi pelat lantai, balok lift, dan tangga.

4.3.1 Pelat Lantai

A. Data Perencanaan Pelat

Berikut ini merupakan data-data perencanaan pelat:

Tebal Pelat Lantai Atap = 13 cm

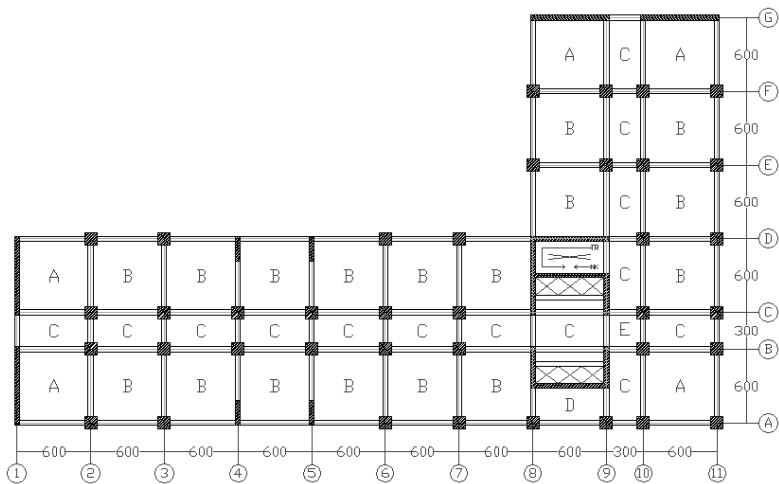
Tebal Pelat Lantai Apartemen = 13 cm

Tebal Pelat Lantai *Ballroom* = 13 cm

Mutu Beton = 35 Mpa

Mutu Baja = 400 Mpa

Diameter Tulangan Rencana = 13 mm



Gambar 4.7 Denah Tipe Pelat

B. Pembebanan Pelat

Dalam menentukan beban-beban yang diterima oleh pelat mengacu pada SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983

1. Pelat Lantai Atap

Tabel 4.5 Tabel Pembebanan Pelat Lantai Atap

Beban Mati			
Berat Sendiri	=	$2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.13 \text{ m}$	= 312 kg/m^2
Penggantung	=		7 kg/m^2
Plafond	=		11 kg/m^2
Spesi (2cm)	=		42 kg/m^2
Total (qDL)		=	372 kg/m^2
Beban Hidup			
Lantai Atap	=		479 kg/m^2
Total (qLL)		=	479 kg/m^2

$$\begin{aligned}
 \text{Maka Berat Total (qu)} &= 1.2 \text{ qDL} + 1.6 \text{ qLL} \\
 &= (1.2 \times 372) + (1.6 \times 479) \\
 &= 1212.8 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

2. Pelat Lantai Apartemen

Tabel 4.6 Tabel Pembebanan Pelat Lantai Apartemen

Beban Mati			
Berat Sendiri	=	$2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.13 \text{ m}$	= 312 kg/m^2
Penggantung	=		7 kg/m^2
Plafond	=		11 kg/m^2
Spesi (2cm)	=		42 kg/m^2
Tegel (1cm)	=		24 kg/m^2
Total (qDL)		=	396 kg/m^2
Beban Hidup			
Lantai Atap	=		192 kg/m^2
Total (qLL)		=	192 kg/m^2

$$\begin{aligned}
 \text{Maka Berat Total (qu)} &= 1.2 \text{ qDL} + 1.6 \text{ qLL} \\
 &= (1.2 \times 396) + (1.6 \times 192) \\
 &= 782.4 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

3. Pelat Lantai *Ballroom*

Tabel 4.7 Tabel Pembebanan Pelat Lantai *Ballroom*

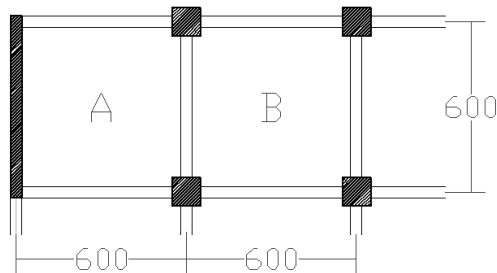
Beban Mati			
Berat Sendiri	=	$2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.13 \text{ m}$	= 312 kg/m^2
Penggantung	=		7 kg/m^2
Plafond	=		11 kg/m^2
Spesi (2cm)	=		42 kg/m^2
Tegel (1cm)	=		24 kg/m^2
Total (qDL)		=	396 kg/m^2
Beban Hidup			
Lantai Atas	=		479 kg/m^2
Total (qLL)		=	479 kg/m^2

$$\begin{aligned}
 \text{Maka Berat Total (qu)} &= 1.2 \text{ qDL} + 1.6 \text{ qLL} \\
 &= (1.2 \times 396) + (1.6 \times 479) \\
 &= 1241.6 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

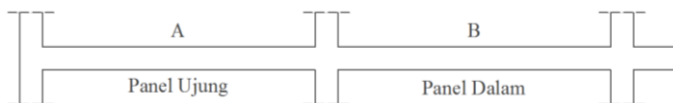
C. Penulangan Pelat

1. Pelat Lantai Apartemen

Pelat Lantai Tipe A dan B (Pelat Dua Arah)



Gambar 4.8 Pelat Lantai A dan B



Gambar 4.9 Arah X Pelat Lantai A dan B

Arah X Tipe A (Panel Ujung)

Menghitung momen statik terfaktor total arah X

$$M_{ol} = \frac{qul_2l_n^2}{8} = \frac{782.4 \times 5.6 \times 5.6^2}{8} = 17175.24 \text{ kgm}$$

Distribusi momen total statik dalam satu panel pelat:

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 13.6.3.3, untuk pelat dengan balok di antara semua tumpuan pada panel ujung, momen statis harus didistribusikan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Momen terfaktor negatif dalam} &= 0.70 \times M_{ol} \\ (-)Mu &= 0.70 \times 17175.24 = 12023 \text{ kg.m} \\ \text{Momen terfaktor positif} &= 0.57 \times M_{ol} \\ (+)Mu &= 0.57 \times 17175.24 = 9789.9 \text{ kg.m} \\ \text{Momen terfaktor negatif luar} &= 0.16 \times M_{ol} \\ (-)Mu &= 0.16 \times 17175.24 = 2748 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Menghitung distribusi momen negatif dalam

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{5.6}{5.6} = 1$$

Dari perhitungan *preliminary design* didapat nilai

$$a_{fl} = 16.25$$

Maka,

$$a_{fl} \frac{l_2}{l_1} = 16.25 \times 1 = 16.25 > 1.0$$

Sehingga persentase dari momen negatif dalam yang ditahan oleh lajur kolom menurut SNI 2847:2013 Pasal 13.6.4.1 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Lajur kolom} &= 75\% \times M_{ol} = 0.75 \times 12023 \\ &= 9017 \text{ kg.m} \\ \text{Lajur tengah} &= 25\% \times M_{ol} = 0.25 \times 12023 \\ &= 3005.7 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Karena $a_{fl}(I_2/I_1) \geq 1.0$, maka sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.5.1, balok di antara tumpuan harus diproporsikan untuk menahan 85% momen lajur kolom.

$$\text{Balok} = 85\% \times 9017 = 7664.45 \text{ kg.m}$$

$$\text{Lajur kolom} = 15\% \times 9017 = 1352.55 \text{ kg.m}$$

$$\text{Lajur tengah} = 3005.67 \text{ kg.m}$$

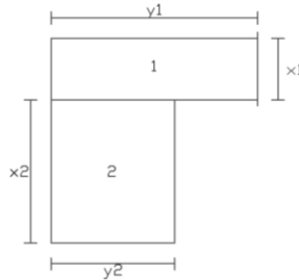
Menghitung distribusi momen negatif luar

$$x1 = 13 \text{ cm}$$

$$y1 = 50 \text{ cm}$$

$$x2 = 60 - 13 \text{ cm} = 47 \text{ cm}$$

$$y2 = 40 \text{ cm}$$



Gambar 4.10 Penampang Balok Eksterior

$$c1 = \left[1 - 0,63 \frac{13}{50} \right] \frac{13^3 \times 50}{3} = 30618.86 \text{ cm}^4$$

$$c2 = \left[1 - 0,63 \frac{47}{40} \right] \frac{47^3 \times 40}{3} = 359573.66 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned} C \text{ yang digunakan} &= 30618.86 + 359573.66 \\ &= 390192.51 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$I_p = 1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 600 \times 13^3 = 109850 \text{ cm}^4$$

$$\beta_t = \frac{C}{2\alpha I_p} = \frac{39019251}{2 \times 109850} = 1.8$$

Sehingga persentase dari momen negatif luar yang ditahan oleh lajur kolom menurut SNI 2847:2013 Pasal 13.6.4.2 dengan menggunakan interpolasi (untuk nilai $\beta_t = 1.8$ dan $l_2/l_1 = 1$) diperoleh sebesar 82%, maka:

$$\begin{aligned} \text{Lajur kolom} &= 82\% \times M_{ol} = 0.82 \times 2748 \\ &= 2253.4 \text{ kg.m} \\ \text{Lajur tengah} &= 18\% \times M_{ol} = 0.18 \times 2748 \\ &= 494.65 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Karena $a_{fl}(l_2/l_1) \geq 1.0$, maka sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.5.1, balok di antara tumpuan harus diproporsikan untuk menahan 85% momen lajur kolom.

$$\begin{aligned} \text{Balok} &= 85\% \times 2253.4 = 1915.38 \text{ kg.m} \\ \text{Lajur kolom} &= 15\% \times 2253.4 = 338 \text{ kg.m} \\ \text{Lajur tengah} &= 494.65 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Menghitung distribusi momen positif

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{5.6}{5.6} = 1$$

Dari perhitungan *preliminary design* didapat nilai $a_{fl} = 6.07$ maka,

$$a_{fl} \frac{l_2}{l_1} = 6.07 \times 1 = 6.07 > 1.0$$

Sehingga persentase dari momen positif yang ditahan oleh lajur kolom menurut SNI 2847:2013 Pasal 13.6.4.1 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Lajur kolom} &= 75\% \times M_{ol} = 0.75 \times 9789.9 \\ &= 7342.4 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lajur tengah} &= 25\% \times M_{ol} = 0.25 \times 9789.9 \\ &= 2447.5 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

Karena $a_{fl}(l_2/l_1) \geq 1.0$, maka sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.5.1, balok di antara tumpuan harus diproporsikan untuk menahan 85% momen lajur kolom.

$$\text{Balok} = 85\% \times 7342.4 = 6241.05 \text{ kg.m}$$

$$\text{Lajur kolom} = 15\% \times 7342.4 = 1101.36 \text{ kg.m}$$

$$\text{Lajur tengah} = 2447.5 \text{ kg.m}$$

Perhitungan kebutuhan tulangan pelat tipe A arah X ditampilkan dalam Tabel 4.7.

Tabel 4.8 Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat Tipe A Arah X

Arah X	Lajur Kolom			Lajur Tengah		
	negatif luar	positif	negatif dalam	negatif luar	positif	negatif dalam
Mu (kN.m)	3.38	11.01	13.53	4.95	24.47	30.06
d (mm)	103.5	103.5	103.5	103.5	103.5	103.5
b(mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000
$R_u(Mu/\phi bd^2)$	0.35	1.14	1.40	0.51	2.54	3.12
Rasio tulangan, ρ	0.00088	0.00291	0.00359	0.00129	0.00664	0.00825
$\rho_{min}(\text{mm}^2)$	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035
$As = \rho bd$ (mm ²)	362.25	362.25	371.99	362.25	687.57	854.05
As tulangan D13	132.79	132.79	132.79	132.79	132.79	132.79
Tulangan perlu	2.73	2.73	2.93	2.73	5.37	6.63
Tulangan pasang	3	3	3	3	6	7
Jarak tulangan	250	250	250	250	142.86	125
Jarak maksimum	260	260	260	260	260	260
Jarak terpasang	250	250	250	250	125	125
Tulangan pakai	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-125	D13-125

Dengan cara yang sama, maka didapat kebutuhan tulangan pelat tipe A arah Y. Perhitungan kebutuhan tulangan pelat tipe A arah Y ditampilkan dalam Tabel 4.8.

Tabel 4.9 Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat Tipe A Arah Y

Arah Y	Lajur Kolom			Lajur Tengah		
	negatif luar	positif	negatif dalam	negatif luar	positif	negatif dalam
Mu (kN.m)	3.38	11.01	13.53	4.95	24.47	30.06
d (mm)	90.5	90.5	90.5	90.5	90.5	90.5
b(mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000
$R_u(Mu/\phi bd^2)$	0.41	1.34	1.65	0.60	2.99	3.67
Rasio tulangan, ρ	0.00062	0.00344	0.00425	0.00153	0.00789	0.00982
$\rho_{min}(mm^2)$	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035
$As = \rho bd$ (mm ²)	316.75	316.75	384.62	316.75	713.96	889.00
As tulangan D13	132.79	132.79	132.79	132.79	132.79	132.79
Tulangan perlu	2.39	2.39	2.90	2.39	5.38	6.7
Tulangan pasang	3	3	3	3	6	7
Jarak tulangan	250	250	250	250	142.86	125
Jarak maksimum	260	260	260	260	260	260
Jarak terpasang	250	250	250	250	125	125
Tulangan pakai	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-125	D13-125

Arah X Tipe B (Panel Dalam)

Menghitung momen statik terfaktor total arah X

$$M_{ol} = \frac{qul_2 l_n^2}{8} = \frac{782.4 \times 5.7 \times 5.7^2}{8} = 18111.88 \text{ kgm}$$

Distribusi momen total statik dalam satu panel pelat:

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 13.6.3.2, untuk pelat dengan balok di antara semua tumpuan pada panel dalam, momen statis harus didistribusikan sebagai berikut:

$$\text{Momen terfaktor negatif} = 0.65 \times M_{ol}$$

$$(-)Mu = 0.65 \times 17175.24 = 11164 \text{ kg.m}$$

$$\text{Momen terfaktor positif} = 0.35 \times M_{ol}$$

$$(+)Mu = 0.35 \times 17175.24 = 6011.3 \text{ kg.m}$$

Menghitung distribusi momen negatif

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{5.6}{5.6} = 1$$

Dari perhitungan *preliminary design* didapat nilai

$$a_{fl} = 6.07$$

Maka,

$$a_{fl} \frac{l_2}{l_1} = 6.07 \times 1 = 6.07 > 1.0$$

Sehingga persentase dari momen negatif yang ditahan oleh lajur kolom menurut SNI 2847:2013 Pasal 13.6.4.1 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Lajur kolom} &= 75\% \times M_{ol} = 0.75 \times 11164 \\ &= 8372.9 \text{ kg.m} \\ \text{Lajur tengah} &= 25\% \times M_{ol} = 0.25 \times 11164 \\ &= 2791 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Karena $a_{fl}(l_2/l_1) \geq 1.0$, maka sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.5.1, balok di antara tumpuan harus diproporsikan untuk menahan 85% momen lajur kolom.

$$\begin{aligned} \text{Balok} &= 85\% \times 8372.9 = 7116.99 \text{ kg.m} \\ \text{Lajur kolom} &= 15\% \times 8372.9 = 1255.94 \text{ kg.m} \\ \text{Lajur tengah} &= 2790.98 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Menghitung distribusi momen positif

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{5.6}{5.6} = 1$$

Dari perhitungan *preliminary design* didapat nilai

$$a_{fl} = 6.07 \text{ maka,}$$

$$a_{fl} \frac{l_2}{l_1} = 6.07 \times 1 = 6.07 > 1.0$$

Sehingga persentase dari momen positif yang ditahan oleh lajur kolom menurut SNI 2847:2013 Pasal 13.6.4.1 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Lajur kolom} &= 75\% \times M_{ol} = 0.75 \times 6011.3 \\ &= 4508.5 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lajur tengah} &= 25\% \times M_{ol} = 0.25 \times 6011.3 \\ &= 1502.8 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

Karena $a_f(l_2/l_1) \geq 1.0$, maka sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.5.1, balok di antara tumpuan harus diproporsikan untuk menahan 85% momen lajur kolom.

$$\text{Balok} = 85\% \times 4508.5 = 3832.23 \text{ kg.m}$$

$$\text{Lajur kolom} = 15\% \times 4508.5 = 676.28 \text{ kg.m}$$

$$\text{Lajur tengah} = 1502.8 \text{ kg.m}$$

Perhitungan kebutuhan tulangan pelat tipe B arah X ditampilkan dalam Tabel 4.9.

Tabel 4.10 Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat Tipe B Arah X

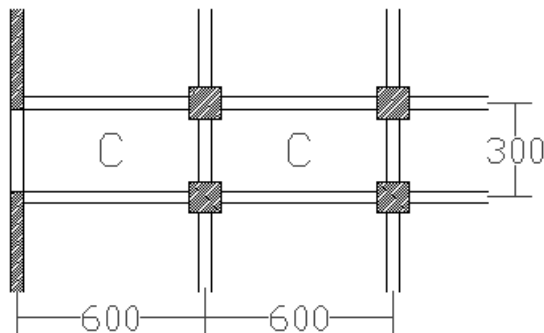
Arah X	Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	negatif	positif	negatif	positif
Mu (kN.m)	12.56	6.76	27.91	15.03
d (mm)	103.5	103.5	103.5	103.5
b(mm)	1000	1000	1000	1000
$R_u(Mu/\phi b d^2)$	1.30	0.70	2.89	1.56
Rasio tulangan, ρ	0.00198	0.00106	0.00763	0.004
$\rho_{min}(\text{mm}^2)$	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035
$A_s = \rho b d (\text{mm}^2)$	362.25	362.25	789.55	414.5
As tulangan D12	132.79	132.79	132.79	132.79
Tulangan perlu	2.73	2.73	5.95	3.12
Tulangan pasang	3	3	6	4
Jarak tulangan	250	250	142.86	200
Jarak maksimum	260	260	260	260
Jarak terpasang	250	250	150	150
Tulangan pakai	D13-250	D13-250	D13-150	D13-150

Dengan cara yang sama, maka didapat kebutuhan tulangan pelat tipe B arah Y (panel ujung). Perhitungan kebutuhan tulangan pelat tipe B arah Y ditampilkan dalam Tabel 4.10.

Tabel 4.11 Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat Tipe B Arah Y

Arah Y	Lajur Kolom			Lajur Tengah		
	negatif luar	positif	negatif dalam	negatif luar	positif	negatif dalam
Mu (kN.m)	3.38	11.01	13.53	4.95	24.47	30.06
d (mm)	90.5	90.5	90.5	90.5	90.5	90.5
b(mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000
$R_u(Mu/\phi b d^2)$	0.41	1.34	1.65	0.60	2.99	3.67
Rasio tulangan, ρ	0.00062	0.00344	0.00425	0.00153	0.00789	0.00982
$\rho_{min}(mm^2)$	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035
$As = \rho b d$ (mm ²)	316.75	316.75	384.62	316.75	713.96	889.00
As tulangan Ø12	132.79	132.79	132.79	132.79	132.79	132.79
Tulangan perlu	2.39	2.39	2.90	2.39	5.38	6.7
Tulangan pasang	3	3	3	3	6	7
Jarak tulangan	250	250	250	250	142.86	125
Jarak maksimum	260	260	260	260	260	260
Jarak terpasang	250	250	250	250	125	125
Tulangan pakai	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-125	D13-125

Pelat Lantai Tipe C (Pelat Satu Arah)



Gambar 4.11 Pelat Lantai C

Menghitung momen negatif dan positif menggunakan koefisien momen yang mengacu pada SNI 2847:2013 Pasal 8.3.3.

$$(-)Mu = \frac{q_u L^2}{11} = \frac{782.4 \times 3^2}{11} = 640.15 \text{ kg.m}$$

$$(+)Mu = \frac{q_u L^2}{16} = \frac{782.4 \times 3^2}{16} = 440.1 \text{ kg.m}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan} \\ = 130 - 20 - \frac{1}{2} (13) = 103.5 \text{ mm}$$

Tumpuan

$$Ru = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{640.15 \times 10000}{0.9 \times 1000 \times 103.5^2} = 0.66$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 35} = 13.45$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Ru}{f_y}} \right) \\ = \frac{1}{13.45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.45 \times 0.66}{400}} \right) \\ = 0.00168$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

Karena $\rho < \rho_{min}$, maka dipakai $\rho_{min} = 0.0035$

$$As = \rho b d = 0.0035 \times 1000 \times 103.5 = 362.25 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = 362.5 / 132.79 = 2.73 \approx 3 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan } s = 1000 / (3+1) = 250 \text{ mm}$$

Maka, dipasang tulangan D13 – 250

Lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{440.1 \times 10000}{0.9 \times 1000 \times 103.5^2} = 0.46$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 35} = 13.45$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13.45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.45 \times 0.46}{400}} \right) \\ &= 0.00115 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

Karena $\rho < \rho_{min}$, maka dipakai $\rho_{min} = 0.0035$

$$As = \rho b d = 0.0035 \times 1000 \times 103.5 = 362.25 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = 362.25 / 132.79 = 2.73 \approx 3 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan } s = 1000 / (3+1) = 250 \text{ mm}$$

Maka, dipasang tulangan D13 – 250

Dengan cara yang sama dilakukan perhitungan pada pelat lantai *ballroom* dan pelat lantai atap untuk tipe pelat A,B,C, D, E, dan F

Tabel 4.12 Kebutuhan Tulangan Pelat Satu Arah

Satu Arah			
Lantai	Tipe	negatif	positif
Hunian	C	D13 – 250	D13 – 250
	D	D13 – 250	D13 – 250
Ballroom	C	D13 – 250	D13 – 250
	D	D13 – 250	D13 – 250
Atap	C	D13 – 250	D13 – 250
	D	D13 – 250	D13 – 250
	F	D13 – 100	D13 – 125

Tabel 4.13 Kebutuhan Tulangan Pelat Dua Arah Pada Arah X

Arah X		Lajur Kolom			Lajur Tengah		
Lantai	Tipe	negatif luar	positif	negatif dalam	negatif luar	positif	negatif dalam
Hunian	A	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-125	D13-125
	B	D13-250	D13-250	D13-250	D13-150	D13-150	D13-150
	E	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250
<i>Ballroom</i>	A	D13-250	D13-150	D13-150	D13-250	D13-75	D13-75
	B	D13-150	D13-250	D13-150	D13-75	D13-150	D13-75
	E	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250
Atap	A	D13-250	D13-150	D13-150	D13-250	D13-75	D13-75
	B	D13-150	D13-250	D13-150	D13-75	D13-150	D13-75
	E	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250

Tabel 4.14 Kebutuhan Tulangan Pelat Dua Arah Pada Arah Y

Arah Y		Lajur Kolom			Lajur Tengah		
Lantai	Tipe	negatif luar	positif	negatif dalam	negatif luar	positif	negatif dalam
Hunian	A	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-125	D13-125
	B	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-125	D13-125
	E	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250
<i>Ballroom</i>	A	D13-250	D13-150	D13-150	D13-250	D13-75	D13-75
	B	D13-250	D13-150	D13-150	D13-250	D13-75	D13-75
	E	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250
Atap	A	D13-250	D13-150	D13-150	D13-250	D13-75	D13-75
	B	D13-250	D13-150	D13-150	D13-250	D13-75	D13-75
	E	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250	D13-250

4.3.2 Tangga

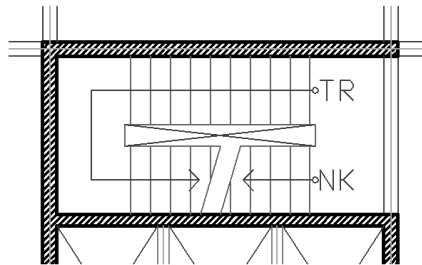
A. Data Perencanaan

Data perencanaan tangga sebagai berikut:

Tinggi Lantai	: 400 cm
Tinggi Bordes	: 200 cm
<i>Optrede</i>	: 18 cm
<i>Antrede</i>	: 28 cm
Tebal Pelat Anak Tangga	: 12 cm
Tebal Pelat Bordes	: 12 cm
Lebar Tangga	: 120 cm
Panjang Bordes	: 160 cm
Kemiringan (α)	: 32.74°

Cek Persyaratan

- $60 \leq (2t + i) \leq 65$
 $60 \leq (2 \times 18 + 28) \leq 65$
 $60 \leq 64 \leq 65$
- $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
 $25^\circ \leq 33 \leq 40^\circ$



Gambar 4.12 Denah Tangga

B. Pembebanan Tangga

Perhitungan pembebanan pada tangga disajikan dalam tabel berikut:

Tabel 4.15 Pembebanan Pelat Tangga

Beban Mati			
Berat Sendiri	=	558.39	kg/m ²
Railing	=	10	kg/m ²
Tegel	=	24	kg/m ²
Spesi (2cm)	=	42	kg/m ²
Total (qD)	=	634.39	kg/m ²
Beban Hidup			
Tangga	=	479	kg/m ²
Total (qL)	=	479	kg/m ²

Tabel 4.16 Pembebanan Pelat Bordes

Beban Mati			
Berat Sendiri	=	288	kg/m ²
Railing	=	10	kg/m ²
Tegel	=	24	kg/m ²
Spesi (2cm)	=	42	kg/m ²
Total (qD)	=	364	kg/m ²
Beban Hidup			
Tangga	=	479	kg/m ²
Total (qL)	=	479	kg/m ²

Kombinasi Pembebanan untuk pelat tangga

1.2 DL + 1.6 LL

$$1.2 \times 634.39 + 1.6 \times 479 = 1527.7 \text{ kg/m}^2$$

Lebar tangga = 1.2 m, maka

$$1527.7 \text{ kg/m}^2 \times 1.2 \text{ m} = 1833.2 \text{ kg/m}$$

Kombinasi Pembebanan untuk pelat bordes

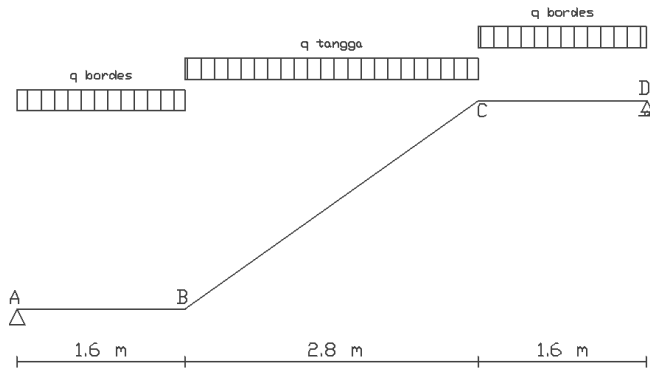
1.2 DL + 1.6 LL

$$1.2 \times 364 + 1.6 \times 479 = 1203.2 \text{ kg/m}^2$$

Lebar tangga = 1.2 m, maka

$$1203.2 \text{ kg/m}^2 \times 1.2 \text{ m} = 1443.8 \text{ kg/m}$$

C. Analisa Struktur Tangga



Gambar 4.12 Pembebanan Tangga

1. Perhitungan Reaksi

$$\Sigma M_D = 0$$

$$R_A \times 6 - [(1443.8 \times 1.6 \times 5.2) + (1833.2 \times 3.4 \times 3) + (1443.8 \times 1.6 \times 0.8)] = 0$$

$$R_A = 5464.1 \text{ kg } (\uparrow)$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$R_D \times 6 - [(1443.8 \times 1.6 \times 5.2) + (1833.2 \times 3.4 \times 3) + (1443.8 \times 1.6 \times 0.8)] = 0$$

$$R_D = 5464.1 \text{ kg } (\uparrow)$$

Kontrol

$$\Sigma V = 0$$

$$5464.1 + 5464.1 - (1443.8 \times 1.6) - (1833.2 \times 3.4) - (1443.8 \times 1.6) = 0 \text{ .. OK}$$

2. Perhitungan Gaya Dalam

a. Bentang A-B

1) Bidang M

$$M_A = 0$$

$$\begin{aligned} M_{B-kiri} &= 5464.1 \times 1.6 - (0.5 \times 1443.8 \times 1.6^2) \\ &= 6894.6 \text{ kgm} \end{aligned}$$

2) Bidang D

$$\begin{aligned} D_A &= 5464.1 - (1443.8 \times 0) \\ &= 5464.1 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{B-kiri} &= 5464.1 - (1443.8 \times 1.6) \\ &= 3154.02 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Bentang B-C

1) Bidang M

$$M_{B-kanan} = 6894.6 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned} M_{C-kiri} &= 5464.1 \times 1.6 - (0.5 \times 1443.8 \times 1.6^2) \\ &= 6894.6 \text{ kgm} \end{aligned}$$

2) Bidang D

$$\begin{aligned} D_{B-kanan} &= 3154.02 \times \cos(32.74) \\ &= 2653 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{C-kiri} &= -2653 \times \cos(32.74) \\ &= -2653 \text{ kg} \end{aligned}$$

c. Bentang C-D

1) Bidang M

$$M_{C-kanan} = 6894.6 \text{ kgm}$$

$$M_D = 0$$

2) Bidang D

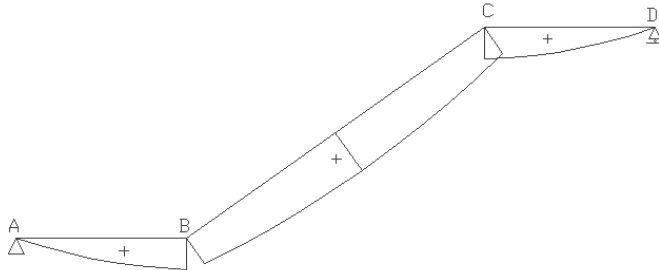
$$\begin{aligned} D_{C-kanan} &= -5464.1 + (1443.8 \times 1.6) \\ &= -3154.02 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$D_D = -5464.1 \text{ kg}$$

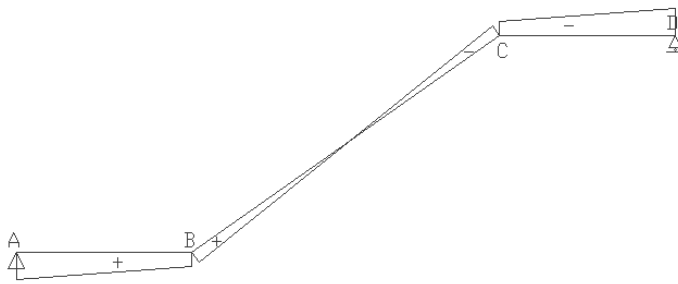
Menghitung Momen maksimum

$$R_B = \frac{1833.2 \times 3.44}{2} = 3153.104 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{maks}} &= \\
 &= \left(3153.104 \times \frac{3.44}{2}\right) - \left(0.5 \times 1833.2 \times \left(\frac{3.44}{2}\right)^2\right) + 6894.6 \\
 M_{\text{maks}} &= 2711.67 + 6894.6 \\
 &= 9606.22 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.14 Bidang M Struktur Tangga



Gambar 4.15 Bidang D Struktur Tangga

D. Penulangan Pelat Tangga

1. Penulangan Lentur Pelat

Tebal Pelat (h_f)	= 120 cm
Decking (d')	= 20 mm
Diameter Tulangan	= D13 mm
Mutu Tulangan (f_y)	= 400 Mpa
Mutu Beton (f_c)	= 35 Mpa
$M_u = 9606.22 \text{ kg.m}$	= 96062200 N.mm

$$\begin{aligned}
 d &= h - d' - (\frac{1}{2} D) \\
 &= 120 - 20 - (0.5 \times 13) = 93.5 \text{ mm} \\
 \rho_{\min} &= 1,4/f_y = 1,4/400 = 0.0035 \\
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} = \frac{0.85 \times 0.8 \times 35}{400} = 0.0595 \\
 \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} = 0.0446 \\
 m &= \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 35} = 13.45 \\
 R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{96062200}{0.9 \times 1200 \times 94^2} = 10.17 \text{ N/mm} \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{13.45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.45 \times 10.17}{400}} \right) = 0.033
 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0.033$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.033 \times 1200 \times 93.5 = 3180.84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah} = 3180.84 / 132.73 = 23.9 \approx 24 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak} = 1200 : (24+1) = 48 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}$$

Maka, dipasang tulangan D13 – 50 mm

$$S_{\max} \leq 2h$$

$$50 \leq 2 \times 120 = 240 \text{ (Memenuhi)}$$

2. Penulangan Bagi Pelat

$$\text{As tulangan bagi} = 20\% \text{ As pakai}$$

$$\text{As tulangan bagi} = 20\% \times 3185.57 = 637.114 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan} &= \text{As tul. bagi} / \text{As satu tulangan} \\
 &= 637.114 / 132.73 = 4.8 \approx 5 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Maka, dipasang tulangan D13 – 200 mm

E. Penulangan Pelat Bordes

1. Penulangan Lentur Pelat

$$\text{Tebal Pelat } (h_f) = 120 \text{ cm}$$

$$\text{Decking } (d') = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Tulangan} = \text{D13 mm}$$

$$\text{Mutu Tulangan } (f_y) = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu Beton } (f_c) = 35 \text{ Mpa}$$

$$M_U = 6894.6 \text{ kgm} = 68946000 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - d' - (\frac{1}{2} D) \\ &= 120 - 20 - (0.5 \times 13) = 93.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 1,4/400 = 0.0035$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} = \frac{0.85 \times 0.8 \times 35}{400} = 0.059$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_{\text{balance}} = 0.044$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 35} = 13.45$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{68946000}{0.9 \times 1200 \times 94^2} = 7.3 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13.45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.45 \times 7.3}{400}} \right) = 0.018 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0.018$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0.018 \times 1200 \times 93.5 = 2011.42 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah} = 2011.42 / 132.73 = 15.1 \approx 15 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak} = 1200 : (15+1) = 75 \text{ mm}$$

Maka, dipasang tulangan D13 – 75 mm

$$S_{\max} \leq 2h$$

$$75 \leq 2 \times 120 = 240 \text{ (Memenuhi)}$$

2. Penulangan Bagi Pelat

As tulangan bagi = 20% As pakai

As tulangan bagi = $20\% \times 1990.98 = 398.2 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan = As tul.bagi / As satu tulangan
 $= 398.2 / 132.73 = 3 \text{ buah}$

Maka, dipasang tulangan D13 – 300 mm

4.3.3 Balok Lift

Balok lift merupakan balok yang digunakan untuk keperluan ruang mesin lift. Pada perencanaan ini akan digunakan lift penumpang dengan spesifikasi sebagai berikut:

Merk : Hyundai Elevator Co.

Tipe : *Geared Elevators*

Kecepatan : 1 m/s

Kapasitas : 450 kg

Lebar Pintu : 800 mm

Dimensi

Car

Internal : 1400 x 850 mm²

External : 1460 x 1005 mm

Hoistway : 5600 x 1400 mm²

M/C Room : 6000 x 3000 mm²

Beban Reaksi Ruang Mesin

R1 : 3600 kg

R2 : 2000 kg

A. Perencanaan Awal Dimesi Balok Lift

1. Balok Penggantung

Panjang balok penggantung = 140 cm

$h = L/16 = 140/16 = 8.75 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$

$b = 2/3 h = 2/3 \times 30 = 20 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$

Diperoleh dimensi balok penggantung 30/20

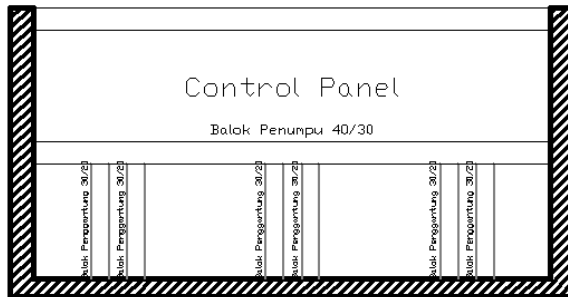
2. Balok Penumpu

Panjang balok penumpu = 600 cm

$h = L/16 = 600/16 = 37.5 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$

$b = 2/3 h = 2/3 \times 30 = 26.7 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$

Diperoleh dimensi balok penumpu 40/30

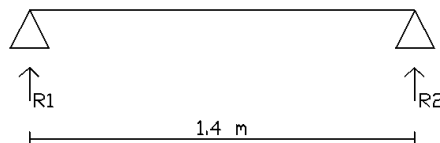


Gambar 4.16 Lokasi Balok Penumpu dan Penggantung

B. Pembebanan Balok Lift

1. Beban yang bekerja pada balok penggantung

a) Reaksi akibat beban ruang mesin



Gambar 4.12 Reaksi Akibat Beban R.Mesin

Karena mesin ditumpu oleh dua balok, maka

$$R1 = 3600/2 = 1800 \text{ kg}$$

$$R2 = 2000/2 = 1000 \text{ kg}$$

Menurut SNI 1727:2013 Pasal 4.6.3, berat mesin harus meningkat untuk memungkinkan dampak, untuk mesin ringan, poros atau bermotor mesin sebesar 20%.

$$R1 = 1800 + (1800 \times 20\%) = 2160 \text{ kg}$$

$$R2 = 1000 + (1000 \times 20\%) = 1200 \text{ kg}$$

$$\text{Beban terpusat r.mesin} = 3360 \text{ kg}$$

b) Beban mati

Beban sendiri balok

$$2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.3 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} = 144 \text{ kg/m}$$

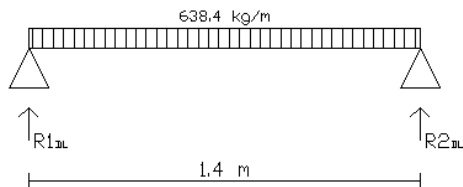
Beban pelat

$$2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.13 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 312 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total beban mati} = 456 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Terfaktor (1.4qDL)} &= 1.4 \times 456 \\ &= 638.4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

c) Reaksi akibat beban mati



Gambar 4.17 Beban Mati Pada Balok Lift

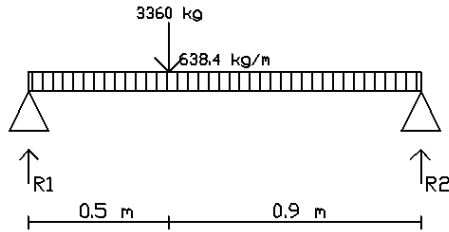
$$638.4 \text{ kg/m} \times 1.4 \text{ m} = 893.76 \text{ kg}$$

$$R1_{DL} = (893.76 \times 0.7)/1.4 = 446.88 \text{ kg}$$

$$R2_{DL} = (893.76 \times 0.7)/1.4 = 446.88 \text{ kg}$$

d) Reaksi akibat beban total

Pembebanan balok lift dapat dimodelkan sebagai berikut:



Gambar 4.18 Beban Total Pada Balok Lift

$$\begin{aligned} R1 &= R1 + R1_{DL} \\ &= 2160 + 446.88 = 2606.88 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R2 &= R2 + R2_{DL} \\ &= 1200 + 446.88 = 1646.88 \text{ kg} \end{aligned}$$

e) Gaya-gaya dalam

$$\begin{aligned} V_u &= (\frac{1}{2} \times q_{DL} \times L) + (b \times P / L) \\ &= (\frac{1}{2} \times 638.4 \times 1.4) + (0.9 \times 3360 / 1.4) \\ &= 446.88 + 2160 = 2606.88 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= (1/8 \times q_{DL} \times L^2) + ((b \times a) / L) \times P \\ &= (1/8 \times 638.4 \times 1.4^2) + ((0.9 \times 0.5 / 1.4) \times 3360) \\ &= 156.41 + 1080 = 1236.41 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

2. Beban yang bekerja pada balok penumpang

a) Beban mati

Beban sendiri balok

$$2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.4 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} = 288 \text{ kg/m}$$

Beban pelat

$$2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.13 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 312 \text{ kg/m}$$

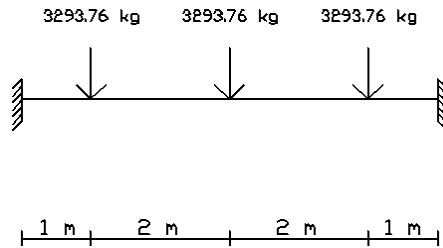
$$\text{Total beban mati} = 600 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban Terfaktor (1.4qDL)} = 1.4 \times 600$$

$$= 840 \text{ kg/m}$$

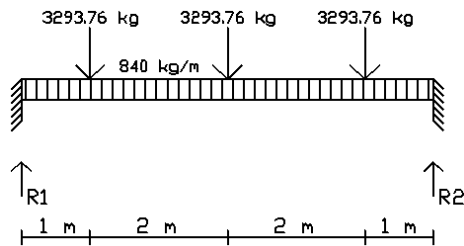
b) Beban akibat balok penggantung

Karena 1 mesin lift ditumpu oleh 2 balok penumpu, maka $R2 \times 2 = 1646.88 \times 2 = 3293.76 \text{ kg}$



Gambar 4.19 Beban Akibat Balok Penggantung

c) Reaksi akibat beban total



Gambar 4.20 Beban Total Pada Balok Penumpu

$$R1 = 7460.64 \text{ kg}$$

$$R2 = 7460.64 \text{ kg}$$

d) Gaya-gaya dalam

Dari hasil analisa dengan program bantu SAP 2000 didapat:

$$V_{\text{tumpuan}} = 7460.64 \text{ kg}$$

$$V_{\text{lapangan}} = 1646.88 \text{ kg}$$

$$M_{\text{tumpuan}} = 7735.12 \text{ kg}$$

$$M_{\text{lapangan}} = 4279.28 \text{ kg}$$

C. Penulangan Balok

1. Penulangan Balok Penggantung

a) Data Perencanaan:

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 35 \text{ Mpa} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 \text{Tul.utama} &= \text{D16} \\
 \text{Tul.sengkang} &= \text{D13} \\
 d &= h - \text{decking} - D_{\text{sengkang}} - \frac{1}{2}D_{\text{tul.utama}} \\
 &= 300 - 40 - 13 - (0.5 \times 16) = 239
 \end{aligned}$$

b) Penulangan longitudinal

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho_{\max} = 0.025 \text{ (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.1)}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 35} = 13.45$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{12364080}{0.9 \times 200 \times 239^2} = 1.203$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{f_y}} \right) =$$

$$\frac{1}{13.45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.45 \times 1.203}{400}} \right) = 0.0031$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}, \text{ maka digunakan } \rho_{\min} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d = 0.0035 \times 200 \times 239 \\
 &= 167.3 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{As tulangan} = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 201.062 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan} &= \frac{A_{\text{perlu}}}{A_{\text{tulangan}}} = \frac{167.3}{201.062} \\
 &= 0.8 \approx 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Cek Momen Kapasitas

$$A_s \text{ tulangan terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 2 = 402.12$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{402.12 \times 400}{0.85 \times 35 \times 200} = 27.03$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) \\ &= 0.9 \times 402.12 \times 400 \times (239 - 27.03/2) \\ &= 32641930 \text{ N.mm} = 3264.19 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Maka, $\phi Mn > Mu \rightarrow 3264.19 \text{ kg.m} > 1236.41 \text{ kg.m}$

Cek Lapis Tulangan

$$s = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2\phi_{\text{sengakang}} - n \cdot \phi_{\text{tul.utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = \frac{200 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (2 \times 16)}{2 - 1} = 62 > 25 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3, untuk f'_c antara 17 dan 28 Mpa, β_1 harus diambil sebesar 0.85. Untuk f'_c di atas 28 Mpa β_1 harus direduksi sebesar 0.05 untuk setiap kelebihan kekuatan sebesar 7 Mpa di atas 28 Mpa, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 0.65.

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{35 - 28}{7} = 0.8$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{27.03}{0.8} = 33.79$$

$$\epsilon_t = 0.003 \times \left(\frac{d - c}{c} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,003 \times \left(\frac{239 - 33.79}{33.79} \right) \\
 &= 0.018 > 0.005 \rightarrow \text{terkendali tarik}
 \end{aligned}$$

c) Penulangan transversal

Kekuatan geser yang disediakan beton

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi 0.17 \lambda \sqrt{f_c'} b_w d \\
 &= 0.75 \times 0.17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 200 \times 239 \\
 &= 36055.55 \text{ N} = 3605.56 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Cek nilai V_u terhadap V_c

$$\begin{aligned}
 V_u &= 2606.88 \text{ kg} \\
 \frac{1}{2} \phi V_c &= \frac{1}{2} \times 3605.56 \text{ kg} = 1802.78 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Karena $\frac{1}{2} \phi V_c < V_u < \phi V_c$, maka hanya dibutuhkan tulangan geser minimum.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.2 sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu dan spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi yang terkecil dari

$$\begin{aligned}
 d/2 &= 239/2 = 119.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan transversal D13-100 mm sepanjang $2h = 2 \times 300 = 600 \text{ mm}$ dari muka komponen struktur penumpu.

2. Penulangan Balok Penumpu

Menggunakan cara yang sama untuk menghitung kebutuhan tulangan longitudinal dan transversal untuk balok penumpu, sehingga didapat:

$$\text{Tulangan Longitudinal Tumpuan} = 4D16$$

$$\text{Tulangan Longitudinal Lapangan} = 3D16$$

$$\text{Tulangan Transversal Tumpuan} = D13-75$$

$$\text{Tulangan Transversal Lapangan} = D13-150$$

4.4 Pembebanan Gempa

A. Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2, gedung dengan jenis pemanfaatan sebagai apartemen memiliki nilai-nilai sebagai berikut:

$$\text{Kategori Risiko} = \text{II}$$

$$\text{Faktor Keutamaan} = 1.0$$

B. Prosedur Klasifikasi Situs untuk Desain Seismik

Data tanah yang diperoleh berada di Jakarta Selatan dengan nilai rata-rata SPT sebesar 14.59. Sehingga menurut SNI 1726:2012 Pasal 5.3, tanah ini dikategorikan sebagai tanah lunak (SE).

C. Wilayah Gempa dan Spektrum Respons

1. Parameter Percepatan Gempa

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 14, Jakarta Selatan memiliki nilai-nilai berikut:

$$S_s = 0.7 - 0.8 \text{ g} = 0.710 \text{ g}$$

$$S_l = 0.25 - 0.3 \text{ g} = 0.307 \text{ g}$$

2. Koefisien-koefisien Situs dan Parameter-parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R)

Menentukan parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan prioda 1 detik (S_{M1}) sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 6.2.

$$S_{MS} = F_a S_S = 1.28 \times 0.710 = 0.909$$

$$S_{M1} = F_v S_I = 2.77 \times 0.307 = 0.851$$

3. Parameter Percepatan Spektral Desain

Menentukan parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek (S_{DS}) dan pada perioda 1 detik (S_{D1}), sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 6.3.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} 0.909 = 0.606$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} 0.851 = 0.567$$

4. Spektrum Respons Desain

a. Penentuan Perioda

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 7.8.2, perioda fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dan perioda fundamental pendekatan, T_a . Perioda fundamental pendekatan, T_a , dalam detik untuk struktur dinding geser batu bata atau beton diijinkan untuk ditentukan dengan persamaan berikut:

$$T_a = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}} h_n$$

dimana h_n adalah ketinggian struktur (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan C_w dihitung dengan persamaan berikut:

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0.83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]}$$

dimana:

$$A_B = \text{luas dasar struktur (m}^2\text{)}$$

- A_i = luas badan dinding geser “ i ” (m^2)
 D_i = panjang dinding geser “ i ” (m)
 h_i = tinggi dinding geser “ i ” (m)
 x = jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau.

$$C_{wx} = \frac{100}{1125} x \left[7x \left(\frac{96}{96} \right)^2 x \frac{38.4}{\left(1 + 0.83 \left(\frac{96}{6} \right)^2 \right)} \right]$$

$$C_{wx} = 0.112$$

$$C_{wy} = \frac{100}{1125} x \left[\begin{aligned} & 5x \left(\frac{96}{96} \right)^2 x \frac{38.4}{\left(1 + 0.83 \left(\frac{96}{6} \right)^2 \right)} + \\ & 5x \left(\frac{96}{96} \right)^2 x \frac{38.4}{\left(1 + 0.83 \left(\frac{96}{3} \right)^2 \right)} + \\ & 1x \left(\frac{96}{96} \right)^2 x \frac{38.4}{\left(1 + 0.83 \left(\frac{96}{3.5} \right)^2 \right)} \end{aligned} \right]$$

$$C_{wy} = 0.105$$

$$T_{ax} = \frac{0.0062}{\sqrt{0.112}} 96 = 1.92 \text{ s}$$

$$T_{ay} = \frac{0.0062}{\sqrt{0.105}} 96 = 1.83 \text{ s}$$

Penentuan perioda dilakukan dengan program bantu ETABS 2013, didapatkan nilai perioda, T_c , sebesar 2.475 s.

$$T_c = 2.475$$

$$C_u = 1.4$$

$$C_u T_{ax} = 1.4 \times 1.92 = 2.69$$

$$C_u T_{ay} = 1.4 \times 1.83 = 2.56$$

$$T_{ax} < T_c < C_u T_{ax},$$

$$1.92 < 2.475 < 2.69 \text{ (Ok)}$$

$$T_{ay} < T_c < C_u T_{ay},$$

$$1.83 < 2.475 < 2.56 \text{ (Ok)}$$

maka digunakan nilai $T = 2.475$

b. Spektrum Respons Desain

$$T_0 = 0.2 (S_{DI}/S_{DS}) = 0.2 \times (0.567/0.606) = 0.187$$

$$T_S = (S_{DI}/S_{DS}) = (0.567/0.606) = 0.936$$

Menghitung percepatan respons spektra, S_s , sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 6.4.

- 1) Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

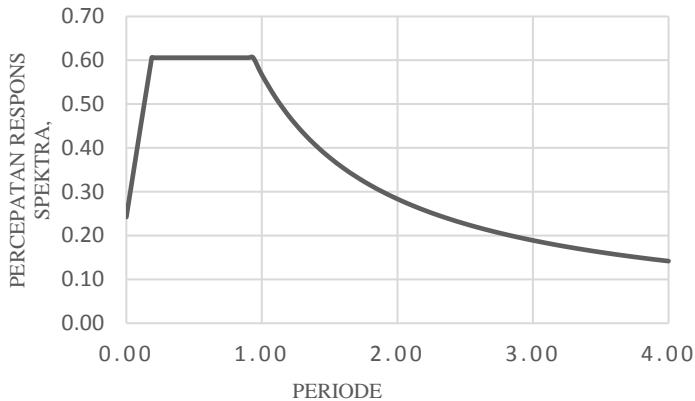
- 2) Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_S , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} .

- 3) Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Tabel 4.17 Percepatan Respons Spektra, S_a , dan Periode, T

T	S_a	T	S_a
0.00	0.242	2.40	0.236
0.19	0.606	2.50	0.227
0.94	0.606	2.60	0.218
1.00	0.567	2.70	0.210
1.10	0.515	2.80	0.202
1.20	0.472	2.90	0.195
1.30	0.436	3.00	0.189
1.40	0.405	3.10	0.183
1.50	0.378	3.20	0.177
1.60	0.354	3.30	0.172
1.70	0.333	3.40	0.167
1.80	0.315	3.50	0.162
1.90	0.298	3.60	0.157
2.00	0.283	3.70	0.153
2.10	0.270	3.80	0.149
2.20	0.258	3.90	0.145
2.30	0.246	4.00	0.142



Gambar 4.21 Spektrum Respons Desain

5. Kategori Desain Seismik

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 6.5, untuk kategori risiko II (Apartemen) dengan nilai $S_{DS} = 0.6$ dan $S_{DI} = 0.56$, didapat:

$$0.20 \leq S_{DS} = D$$

$$0.20 \leq S_{DI} = D$$

6. Struktur Penahan Beban Gempa

Sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan dalam SNI 1726:2012 Pasal 7.2. Dalam hal ini, digunakan sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan dengan dinding geser beton bertulang khusus. Dimana sistem tersebut mempunyai nilai-nilai berikut:

Sistem Penahan-gaya seismik = Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus dan dinding geser beton bertulang khusus.

Koefisien modifikasi respons (R)	= 7
Faktor kuat-lebih sistem (Ω_0)	= 2.5
Faktor pembesaran defleksi (C_d)	= 5.5

D. Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen

1. Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1, koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0.606}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0.087$$

Nilai C_s tidak perlu melebihi nilai berikut:

$$C_{s \text{ maks}} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0.567}{2.475 \left(\frac{7}{1}\right)} = 0.0327$$

Dan nilai C_s , harus tidak kurang dari

$$\begin{aligned} C_{s \text{ min}} &= 0.044 S_{DS} I_e \\ &= 0.044 \times 0.606 \times 1 = 0.027 \end{aligned}$$

Karena $C_{s \text{ maks}} < C_s$, maka digunakan $C_{s \text{ maks}}$

$$C_s = 0.0327$$

2. Geser Dasar Seismik

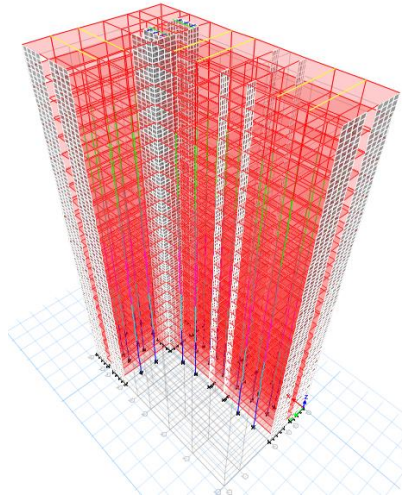
Geser dasar seismik, V , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

Didapat nilai W dari hasil analisis pada program bantu ETABS, $W = 25230448$ kg. Maka,

$$\begin{aligned} V &= C_s W \\ &= 0.0327 \times 25230448 \text{ kg} = 8256.17 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.5 Analisis Struktur

Analisis struktur dilakukan dengan menggunakan program bantu ETABS 2013. Dengan memodelkan gedung pada program bantu tersebut dan memasukkan beban-beban yang diterima, maka didapatkan hasil-hasil dari analisis struktur.



Gambar 4.22 Pemodelan pada ETABS 2013

4.5.1 Kontrol Hasil Analisis Struktur

Hasil analisis struktur harus dikontrol melalui batasan-batasan tertentu. Hal tersebut dilakukan untuk meninjau kelayakan struktur dalam memikul beban-beban yang bekerja.

A. Kontrol *Base Shear* (Geser Dasar)

Menurut SNI 1726:2013 Pasal 7.9.4, bahwa nilai akhir respons spektrum tidak boleh kurang dari 85% nilai respons yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen.

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0.85V_{\text{statik}}$$

Didapat nilai akhir respons spektrum hasil analisis menggunakan program bantu adalah sebagai berikut:

Tabel 4.18 *Base Reaction* Gempa Respons Spektrum

	FX	FY
RSP X (kN)	6864.75	2065.72
RSP Y (kN)	2160.09	6534.03

Dari perhitungan sebelumnya, didapat:

$$V_{\text{statik}} = 8256.17 \text{ kN}$$

Kontrol Arah X

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0.85 V_{\text{statik}}$$

$$6864.75 \geq 0.85 \times 8256.17$$

$$6864.75 \geq 7017.74 \text{ .. Not OK}$$

Kontrol Arah Y

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0.85 V_{\text{statik}}$$

$$6534.03 \geq 0.85 \times 8256.17$$

$$6534.03 \geq 7017.74 \text{ .. Not OK}$$

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, Apabila nilai geser dasar hasil respons spektrum lebih kecil 85% dari geser dasar hasil statik ekuivalen, maka gaya harus dikalikan

$$0.85 \frac{V}{V_t}$$

$$\text{Arah X} = 0.85 \frac{8256.17}{6864.75} = 1.022$$

$$\text{Arah Y} = 0.85 \frac{8256.17}{6534.03} = 1.074$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisis ulang struktur dengan mengalikan faktor skala yang diperoleh di atas pada scale factor untuk respons spektrum. Dari hasil analisis tersebut didapatkan:

Tabel 4.19 Nilai Akhir *Base Reaction* Gempa Respons Spektrum

	FX	FY
RSP X (kN)	7017.74	2320.00
RSP Y (kN)	2111.76	7017.74

Kontrol Arah X

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0.85V_{\text{statik}}$$

$$7017.74 \geq 0.85 \times 8256.17$$

$$7017.74 \geq 7017.74. \dots \text{OK}$$

Kontrol Arah Y

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0.85V_{\text{statik}}$$

$$7017.74 \geq 0.85 \times 8256.17$$

$$7017.74 \geq 7017.74 \dots \text{OK}$$

Maka, kontrol *Base Shear* telah memenuhi persyaratan pada SNI 1726:2013 Pasal 7.9.4.

B. Kontrol *Drift* (Simpangan antar lantai)

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjada kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, dan membatasi keretakan beton yang berlebihan. Nilai dari simpangan antar lantai ini dilakukan dengan menggunakan program bantu ETABS 2013.

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.12.1, simpangan natar lantai tingkat desain, tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin, untuk struktur dengan sistem ganda dibatasi sebesar:

$$\Delta = 0.020 h_{sx}$$

$$= 0.020 \times 4000 \text{ mm}$$

$$= 80 \text{ mm (untuk semua tingkat)}$$

Kontrol simpangan struktur terhadap kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit dapat dilihat pada tabel 4.18, 4.19, dan 4.20.

Tabel 4.20 Simpangan Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik
Arah X dan Y

Lantai	Zi (m)	RSP X		RSP Y	
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
24	96	72.10	29.10	23.50	80.30
23	92	69.70	28.00	22.80	78.30
22	88	67.20	26.90	22.00	76.10
21	84	64.60	25.80	21.10	73.80
20	80	61.90	24.70	20.20	71.20
19	76	59.00	23.50	19.30	68.50
18	72	56.00	22.20	18.40	65.50
17	68	52.90	21.00	17.40	62.30
16	64	49.70	19.70	16.30	59.00
15	60	46.40	18.40	15.30	55.60
14	56	42.90	17.00	14.20	52.00
13	52	39.40	15.70	13.10	48.20
12	48	35.80	14.40	12.00	44.30
11	44	32.20	13.10	10.90	40.30
10	40	28.50	11.80	9.70	36.20
9	36	24.80	10.40	8.50	32.00
8	32	21.10	9.00	7.30	27.70
7	28	17.60	7.60	6.20	23.40
6	24	14.10	6.30	5.00	19.20
5	20	10.90	4.90	3.90	15.00
4	16	7.80	3.60	2.90	11.00
3	12	5.10	2.40	1.90	7.20
2	8	2.70	1.30	1.10	3.90
1	4	1.00	0.40	0.40	1.30

Tabel 4.21 Kontrol Kinerja Batas Layan dan Kinerja Batas
Ultimit Akibat Beban Gempa Arah X

Lantai	Zi (m)	Δs (mm)	drift (Δs) (mm)	Δm (mm)	drift (Δm) (mm)	Syarat Drift (mm)	Ket
24	96	72.1	2.4	360.5	12.0	80	OK
23	92	69.7	2.5	348.5	12.5	80	OK
22	88	67.2	2.6	336.0	13.0	80	OK
21	84	64.6	2.7	323.0	13.5	80	OK
20	80	61.9	2.9	309.5	14.5	80	OK
19	76	59.0	3.0	295.0	15.0	80	OK
18	72	56.0	3.1	280.0	15.5	80	OK
17	68	52.9	3.2	264.5	16.0	80	OK
16	64	49.7	3.3	248.5	16.5	80	OK
15	60	46.4	3.5	232.0	17.5	80	OK
14	56	42.9	3.5	214.5	17.5	80	OK
13	52	39.4	3.6	197.0	18.0	80	OK
12	48	35.8	3.6	179.0	18.0	80	OK
11	44	32.2	3.7	161.0	18.5	80	OK
10	40	28.5	3.7	142.5	18.5	80	OK
9	36	24.8	3.7	124.0	18.5	80	OK
8	32	21.1	3.5	105.5	17.5	80	OK
7	28	17.6	3.5	88.0	17.5	80	OK
6	24	14.1	3.2	70.5	16.0	80	OK
5	20	10.9	3.1	54.5	15.5	80	OK
4	16	7.8	2.7	39.0	13.5	80	OK
3	12	5.1	2.4	25.5	12.0	80	OK
2	8	2.7	1.7	13.5	8.5	80	OK
1	4	1.0	1.0	5.0	5.0	80	OK

Tabel 4.22 Kontrol Kinerja Batas Layan dan Kinerja Batas
Ultimit Akibat Beban Gempa Arah Y

Lantai	Zi (m)	Δs (mm)	drift (Δs) (mm)	Δm (mm)	drift (Δm) (mm)	Syarat Drift (mm)	Ket
24	96	80.3	2.0	401.5	10.0	80	OK
23	92	78.3	2.2	391.5	11.0	80	OK
22	88	76.1	2.3	380.5	11.5	80	OK
21	84	73.8	2.6	369.0	13.0	80	OK
20	80	71.2	2.7	356.0	13.5	80	OK
19	76	68.5	3.0	342.5	15.0	80	OK
18	72	65.5	3.2	327.5	16.0	80	OK
17	68	62.3	3.3	311.5	16.5	80	OK
16	64	59.0	3.4	295.0	17.0	80	OK
15	60	55.6	3.6	278.0	18.0	80	OK
14	56	52.0	3.8	260.0	19.0	80	OK
13	52	48.2	3.9	241.0	19.5	80	OK
12	48	44.3	4.0	221.5	20.0	80	OK
11	44	40.3	4.1	201.5	20.5	80	OK
10	40	36.2	4.2	181.0	21.0	80	OK
9	36	32.0	4.3	160.0	21.5	80	OK
8	32	27.7	4.3	138.5	21.5	80	OK
7	28	23.4	4.2	117.0	21.0	80	OK
6	24	19.2	4.2	96.0	21.0	80	OK
5	20	15.0	4.0	75.0	20.0	80	OK
4	16	11.0	3.8	55.0	19.0	80	OK
3	12	7.2	3.3	36.0	16.5	80	OK
2	8	3.9	2.6	19.5	13.0	80	OK
1	4	1.3	1.3	6.5	6.5	80	OK

Maka dari hasil di atas, struktur gedung telah memenuhi persyaratan kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit struktur.

C. Kontrol Sistem Ganda

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.2.5.1, untuk sistem ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan

paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya.

Kontrol sistem ganda dapat dilihat pada tabel 4.21 berikut:

Tabel 4.23 Presentase Antara *Base Shear* SRPM dan *Shear Wall* dari Kombinasi Beban Gempa Dinamik

Kombinasi	Presentase Dalam Menahan Gempa (%)			
	FX		FY	
	SRPM	Shear Wall	SRPM	Shear Wall
$0.9D \pm 1RSP X (max)$	33.88	66.12	25.96	74.04
$0.9D \pm 1RSP X (min)$	34.73	65.27	25.07	74.93
$0.9D \pm 1RSP Y (max)$	26.67	73.33	37.43	65.27
$0.9D \pm 1RSP Y (min)$	28.46	71.54	36.99	63.01
$0.9D + 1L \pm 1RSP X (max)$	33.35	66.65	27.77	72.23
$0.9D + 1L \pm 1RSP X (min)$	35.26	64.74	25.05	74.95
$0.9D + 1L \pm 1RSP Y (max)$	25.51	74.49	37.89	62.11
$0.9D + 1L \pm 1RSP Y (min)$	29.68	70.32	36.53	63.47

Sehingga dari tabel 4.21 di atas menunjukkan bahwa SRPM mampu menahan 25% gaya gempa desain dan memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.2.5.1

D. Kontrol Partisipasi Massa

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.9.1, bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90%.

Tabel 4.24 Hasil *Modal Participating Mass Ratios*

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	2.475	0.002	0.708	0.002	0.708
2	2.337	0.660	0.004	0.662	0.711
3	2.203	0.039	0.005	0.701	0.716
4	0.760	0.002	0.119	0.703	0.835
5	0.681	0.124	0.008	0.827	0.843
6	0.622	0.021	0.011	0.848	0.854
7	0.395	0.001	0.043	0.849	0.896
8	0.333	0.048	0.004	0.898	0.900
9	0.293	0.010	0.005	0.907	0.906
10	0.251	0.001	0.022	0.908	0.928
11	0.205	0.025	0.002	0.932	0.930
12	0.178	0.000	0.013	0.933	0.943
13	0.174	0.005	0.004	0.938	0.947
14	0.145	0.015	0.001	0.953	0.948
15	0.136	0.000	0.009	0.953	0.958
16	0.118	0.003	0.002	0.956	0.960
17	0.111	0.009	0.000	0.965	0.960
18	0.108	0.000	0.007	0.965	0.967
19	0.090	0.002	0.003	0.968	0.970
20	0.089	0.005	0.002	0.973	0.972
21	0.087	0.001	0.002	0.974	0.974
22	0.077	0.001	0.003	0.975	0.977
23	0.075	0.004	0.002	0.979	0.978
24	0.068	0.001	0.001	0.979	0.979

Sehingga dari Tabel 4.22 di atas menunjukkan bahwa dengan 10 mode saja (sudah melebihi 90%) sudah mampu memenuhi syarat partisipasi massa sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.1.

4.6 Perencanaan Struktur Primer Prategang

4.6.1 Data Awal Perencanaan

A. Data Perencanaan

Balok beton prategang yang direncanakan adalah balok yang terdapat pada elevasi +96.00, panjang yang diambil adalah bentang bersih, bukan 15 m yang merupakan jarak antar sumbu kolom dikarenakan menggunakan sistem konsol pendek. Berikut adalah data perencanaan beton prategang:

Panjang Bentang	: 14.3 m
Dimensi Balok Prategang	: 75/50 cm
Mutu Beton Prategang (f'_c)	: 35 Mpa
Mutu Beton Pelat (f'_c)	: 35 Mpa
Tebal Pelat (t_f)	: 13 cm
Jarak antar Balok Prategang	: 6 m

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu *curing* 14 hari. Sehingga nilai f_{ci} dihitung sebagai berikut:

$f_{ci} = 0.88 \times 35 = 30.8$ Mpa (koefisien tabel konversi kekuatan beton berdasarkan Tabel 4.1.4 PBI 1971).

B. Lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif (b_{eff}), digunakan beberapa perumusan yang terdapat dalam SNI 2847:2013 Pasal 8.12.2.

Perhitungan lebar efektif:

$$b_{eff} = \frac{L}{4} = \frac{14.3m}{4} = 3.58 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b + (8t_f) = 0.5m + (8 \times 0.13m) = 1.54 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b + (0.5s) = 0.55m + (0.5 \times 6m) = 3.5 \text{ m}$$

Maka digunakan lebar efektif terkecil, yaitu $b_{eff} = 1.54 \text{ m}$.

4.6.2 Penentuan Tegangan Ijin Beton

Komponen struktur lentur prategang diklasifikasikan sebagai kelas *Uncracked* atau kelas U. Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut:

A. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar menurut SNI 2847:2013 Pasal 18.4.1 :

1. Tegangan tekan

$$\sigma_{tk} = 0.60 f'ci = 0.60 \times 30.8 \text{ Mpa} = 18.48 \text{ Mpa}$$

2. Tegangan tarik

$$\sigma_{tr} = 0.25 \sqrt{f'ci} = 0.25 \times \sqrt{30.8} = 1.39 \text{ Mpa}$$

3. Tegangan tekan pada ujung-ujung komponen tertumpu sederhana

$$\sigma_{tk} = 0.70 f'ci = 0.70 \times 30.8 \text{ Mpa} = 21.56 \text{ Mpa}$$

4. Tegangan tarik pada ujung-ujung komponen tertumpu sederhana

$$\sigma_{tr} = 0.50 \sqrt{f'ci} = 0.50 \times \sqrt{30.8} = 2.77 \text{ Mpa}$$

B. Segera setelah terjadi kehilangan gaya prategang (saat beban layan), tegangan serat-serat terluar menurut SNI 2847:2013 Pasal 18.4.2 :

1. Tegangan tekan

$$\sigma_{tk} = 0.60 f'c = 0.60 \times 35 \text{ Mpa} = 21 \text{ Mpa}$$

2. Tegangan tarik

$$\sigma_{tr} = 0.62 \sqrt{f'c} = 0.62 \times \sqrt{35} = 3.67 \text{ Mpa}$$

4.6.3 Perhitungan Pembebanan

Berikut perhitungan yang diperlukan untuk menganalisa balok prategang dalam berbagai macam keadaan balok prategang itu sendiri, yaitu:

A. Berat Sendiri Balok

$$q_{balok} = b \times h \times \gamma_{beton}$$

$$= 0.5 \text{ m} \times 0.75 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 900 \text{ kg/m}$$

B. Beban Mati

1. Berat Pelat

$$q_{D1} = s \times t_f \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= 6 \text{ m} \times 0.13 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 1872 \text{ kg/m}$$

2. Berat Beban Mati Tambahan

$$q_{D2} = \text{beban tambahan} \times s$$

$$= 60 \text{ kg/m}^2 \times 6 \text{ m}$$

$$= 360 \text{ kg/m}$$

C. Beban Hidup

Beban hidup untuk atap yang digunakan sebagai taman atap menurut SNI 1727:2013 Tabel 4.1 sebesar 479 kg/m^2

$$q_L = \text{beban hidup} \times s$$

$$= 479 \text{ kg/m}^2 \times 6 \text{ m}$$

$$= 2874 \text{ kg/m}$$

D. Perhitungan Momen

Maka dari perhitungan pembebanan di atas dapat dicari momen-momen yang terjadi pada balok prategang, yaitu:

1. Momen akibat beban sendiri balok

$$M_1 = 1/8 \times q_{\text{balok}} \times l^2$$

$$= 1/8 \times 900 \times 14.3^2$$

$$= 23005.1 \text{ kg.m} = 230.05 \text{ kN.m}$$

2. Momen akibat beban pelat

$$M_2 = 1/8 \times q_{\text{pelat}} \times l^2$$

$$= 1/8 \times 1872 \times 14.3^2$$

$$= 47850.7 \text{ kg.m} = 478.507 \text{ kN.m}$$

3. Momen akibat beban mati tambahan

$$M_3 = 1/8 \times q_D \times l^2$$

$$= 1/8 \times 360 \times 14.3^2$$

$$= 9202.1 \text{ kg.m} = 92.021 \text{ kN.m}$$

4. Momen akibat beban hidup

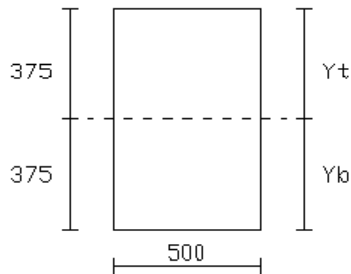
$$\begin{aligned}
 M_4 &= 1/8 \times qL \times l^2 \\
 &= 1/8 \times 2874 \times 14.3^2 \\
 &= 73463 \text{ kg.m} = 734.63 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

4.6.4 Penentuan Gaya Prategang**A. Analisa Penampang Global**

Dikarenakan penampang balok prategang merupakan balok *precast* yang terpisah dengan pelat, maka pada kondisi transfer dan beban layan menggunakan dimensi penampang yang berbeda.

1. Penampang Sebelum Komposit

$$\begin{aligned}
 A_{\text{balok}} &= b \times h = 50 \times 75 = 3750 \text{ cm}^2 \\
 &= 375000 \text{ mm}^2 \\
 Y_t &= h/2 = 750 / 2 = 375 \text{ mm} \\
 Y_b &= c_{gc} = h - Y_t = 750 - 375 \\
 &= 375 \text{ mm} \\
 I &= 1/12 bh^3 = 1/12 \times 500 \times 750^3 \\
 &= 17578125000 \text{ mm}^4 \\
 W_t &= I / Y_t = 17578125000 / 375 \\
 &= 46875000 \text{ mm}^3 \\
 W_b &= I / Y_b = 17578125000 / 375 \\
 &= 46875000 \text{ mm}^3 \\
 K_t &= W_b / A = 46875000 / 375000 \\
 &= 125 \text{ mm} \\
 K_b &= W_t / A = 46875000 / 375000 \\
 &= 125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.23 Penampang Balok Prategang Sebelum Komposit

2. Penampang Komposit

Karena mutu beton antara pelat lantai dan balok prategang berbeda, maka:

$$E_{\text{pelat}} = 4700 \sqrt{35} = 27805.58 \text{ Mpa}$$

$$E_{\text{balok}} = 4700 \sqrt{35} = 27805.58 \text{ Mpa}$$

Sehingga, b efektif setelah komposit:

$$b_{\text{eff}} = \frac{E_{\text{pelat}}}{E_{\text{balok}}} x b_{\text{eff}} = \frac{27805.58}{27805.58} x 1.54 = 1540 \text{ mm}$$

$$A_{\text{pelat}} = 154 \times 13 = 200200 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{balok}} = 75 \times 50 = 375000 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{total}} = 1703 + 3150 = 575200 \text{ mm}^2$$

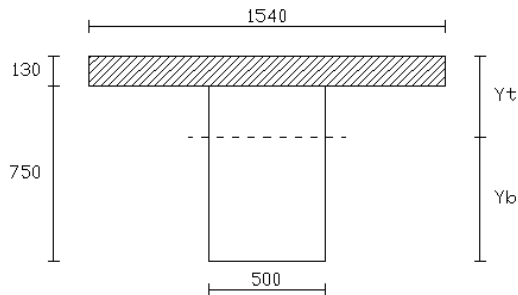
$$Y_{t'} = \frac{(200200 \times 65) + (375000 \times 505)}{575200} = 351.9 \text{ mm}$$

$$Y_{b'} = h - Y_{t'} = (750 + 130) - 351.9 = 528.1 \text{ mm}$$

$$I' = \left(\frac{1}{12} \times 154 \times 13^3 \right) + (2002 \times 28.69^2) +$$

$$I = \left(\frac{1}{12} \times 50 \times 75^3 \right) + (3750 \times 15.31^2)$$

$$\begin{aligned}
 &= 4312871.14 \text{ cm}^4 \\
 W_t' &= I / Y_t = 4312871.14 / 35.19 \\
 &= 122559.566 \text{ cm}^3 \\
 W_b' &= I / Y_b = 4312871.14 / 52.81 \\
 &= 81667.698 \text{ cm}^3 \\
 K_t' &= W_b / A = 81667.698 / 5752 \\
 &= 14.198 \text{ cm} \\
 K_b' &= W_t / A = 122559.566 / 5752 \\
 &= 21.3 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.24 Penampang Balok Prategang Komposit

B. Gaya Prategang Awal (F_o)

Pada perencanaan struktur balok prategang, gaya prategang awal (F_o) direncanakan dengan menggunakan persamaan 3.148.

Kemudian dilakukan kontrol tegangan pada setiap kondisi, yaitu pada saat kondisi transfer dan beban layan.

Tegangan beton yang diijinkan:

Pada saat transfer di tengah bentang:

Tekan Ijin = -18.48 Mpa

Tarik Ijin = 1.39 Mpa

Pada saat transfer di tumpuan

Tekan Ijin = -21.56 Mpa

Tarik Ijin = 2.77 Mpa

Pada saat beban layan

Tekan Ijin = -21 Mpa

Tarik Ijin = 3.67 Mpa

Nilai eksentrisitas yang direncanakan adalah sebagai berikut:

Eksentrisitas di tumpuan = 0 mm

Eksentrisitas di tengah bentang = 175 mm

$$Fo = \frac{MT}{0.65h} = \frac{1535.21}{0.65 \times 0.75} = 3149.15 \text{ kN} = 3149150 \text{ N}$$

Diambil $Fo = 3550000 \text{ N}$

1. Saat transfer (akibat beban sendiri)

M lapangan = 230.05 kN.m

M tumpuan = 0 kN.m

a. Tumpuan

1) Serat atas

$$\begin{aligned}\sigma_{tk} &\geq -\frac{M}{W_t} - \frac{Fo}{A} + \frac{Fo \times e}{W_t} \\ -21.56 &\geq -\frac{0}{46875000} - \frac{3550000}{375000} + \frac{3550000 \times 0}{46875000} \\ -21.56 &\geq -9.47 \text{ Mpa.. (Ok)}\end{aligned}$$

2) Serat Bawah

$$\begin{aligned}\sigma_{tk} &\geq +\frac{M}{W_b} - \frac{Fo}{A} - \frac{Fo \times e}{W_b} \\ -21.56 &\geq +\frac{0}{46875000} - \frac{3550000}{375000} - \frac{3550000 \times 0}{46875000} \\ -21.56 &\geq -9.47 \text{ Mpa.. (Ok)}\end{aligned}$$

b. Tengah Bentang

1) Serat atas

$$\sigma_{tr} \geq -\frac{M}{W_t} - \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t}$$

$$1.39 \geq -\frac{230051000}{46875000} - \frac{3550000}{375000} + \frac{3550000 \times 175}{46875000}$$

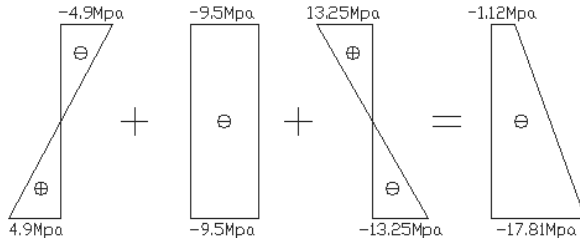
$$1.39 \geq -1.12.. (\text{Ok})$$

2) Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq +\frac{M}{W_b} - \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b}$$

$$-18.48 \geq +\frac{230051000}{46875000} - \frac{3550000}{375000} - \frac{3550000 \times 175}{46875000}$$

$$-18.48 \geq -17.81 \text{ Mpa}.. (\text{Ok})$$



Gambar 4.25 Diagram Tegangan Saat Transfer di Tengah Bentang

2. Saat beban layan (beban hidup bekerja)

$$\begin{aligned} \text{Gaya prategang efektif} &= 80\% F_o \\ &= 80\% \times 3550000 \\ &= 2840000 \text{ N} \end{aligned}$$

a. Tumpuan

1) Serat atas

$$\begin{aligned}\sigma_{tk} &\geq -\frac{M_1}{W_t} - \frac{Fo}{A} + \frac{Fo \times e}{W_t} - \frac{M_2 + M_3 + M_4}{W_t'} \\ -21 &\geq \\ &-\frac{0}{46875000} - \frac{2840000}{575200} + \frac{2840000 \times 0}{46875000} - \frac{0}{122559566}\end{aligned}$$

$$-21 \geq -7.57 \text{ Mpa.. (Ok)}$$

2) Serat bawah

$$\begin{aligned}\sigma_{tk} &\geq +\frac{M_1}{W_b} - \frac{Fo}{A} - \frac{Fo \times e}{W_b} + \frac{M_2 + M_3 + M_4}{W_b'} \\ -21 &\geq \\ &+\frac{0}{46875000} - \frac{2840000}{375000} - \frac{2840000 \times 0}{46875000} + \frac{0}{81667698}\end{aligned}$$

$$-21 \geq -7.57 \text{ Mpa.. (Ok)}$$

b. Tengah Bentang

1) Serat atas

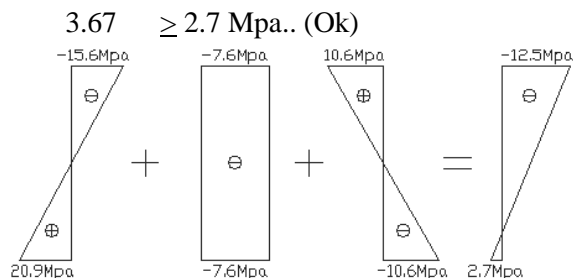
$$\begin{aligned}\sigma_{tk} &\geq -\frac{M_1}{W_t} - \frac{Fo}{A} + \frac{Fo \times e}{W_t} - \frac{M_2 + M_3 + M_4}{W_t'} \\ -21 &\geq \\ &-\frac{230051000}{46875000} - \frac{2840000}{375000} + \frac{2840000 \times 175}{46875000} - \frac{1305158000}{122559566}\end{aligned}$$

$$-21 \geq -12.53 \text{ Mpa.. (Ok)}$$

2) Serat bawah

$$\sigma_{tr} \geq +\frac{M_1}{W_b} - \frac{Fo}{A} - \frac{Fo \times e}{W_b} + \frac{M_2 + M_3 + M_4}{W_b'}$$

$$3.67 \geq \frac{230051000}{46875000} - \frac{2840000}{375000} - \frac{2840000 \times 175}{46875000} + \frac{1305158000}{81667698}$$



Gambar 4.26 Diagram Tegangan Saat Beban Layan di Tengah Bentang

C. Penentuan Tendon yang Digunakan

Penggunaan kabel strand untuk sistem prategang diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 18.5 tentang tegangan ijin untuk baja prategang dimana tegangan tarik pada saat penarikan (*jacking*) tidak boleh melebihi $0.94 f_{py}$ atau $0.80 f_{pu}$ serta untuk baja prategang pasca tarik pada saat setelah transfer gaya tidak boleh melebihi $0.70 f_{pu}$.

Data kabel strand yang direncanakan sebagai baja prategang diperoleh dari tabel VSL dengan spesifikasi sebagai berikut:

Tipe Strand	: ASTM A 416-06 Grade 270
Diameter	: 12.7 mm
Luas Penampang	: 98.7 mm ²
Kuat Tarik (f_{pu})	: 1860 Mpa
Kuat Leleh (f_{py})	: 1675 Mpa

Tegangan ijin baja prategang

$$0.94 f_{py} = 0.94 \times 1675 = 1574.5 \text{ Mpa}$$

$$0.80 f_{pu} = 0.80 \times 1860 = 1488 \text{ Mpa}$$

$$0.70 f_{pu} = 0.70 \times 1860 = 1302 \text{ Mpa}$$

Diambil nilai terkecil, yaitu 1302 Mpa.

Dengan nilai tegangan ijin baja prategang serta gaya prategang yang didapat, maka dapat ditentukan jumlah kabel strand yang dibutuhkan.

Luas total strand yang dibutuhkan:

$$A_{ps} = \frac{3550000}{1302} = 2726.58 \text{ mm}^2$$

Jumlah strand yang dibutuhkan:

$$n = \frac{2726.58}{98.7} = 27.62 \approx 28 \text{ buah}$$

Dari data kabel strand yang diperoleh, maka direncanakan balok prategang menggunakan 1 buah tendon. Spesifikasi tendon yang digunakan sesuai dengan tabel VSL sebagai berikut:

Tipe Tendon	: Tendon Unit 5-31
Jumlah Strand	: 28 buah
Minimum Breaking Load	: 4776 kN
Luas tendon yang digunakan	: $98.7 \text{ mm}^2 \times 28 \text{ buah}$
	: 2764 mm^2

Kontrol tegangan tendon terpasang

$$\frac{F}{A_p} < 0.7 f_{pu}$$

$$\frac{3550000}{2764} < 0.7 \times 1860$$

$$1284.4 \text{ Mpa} < 1302 \text{ Mpa.. (Ok)}$$

D. Kehilangan Gaya Prategang

1. Perpendekan Elastis Beton (*ES*)

Saat gaya prategang dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan baja prategang turut memendek bersamanya. Jadi ada kehilangan gaya prategang pada baja. Namun, untuk sistem pascatarik, persoalannya berbeda. Jika hanya ada sebuah tendon pada komponen struktur pasca-tarik, beton memendek saat tendon diangkurkan terhadap beton. Karena gaya pada kabel dihitung setelah perpendekan elastik terhadap beton terjadi, tidak ada kehilangan gaya prategang akibat perpendekan yang perlu dihitung (Lin dan Burns 1999). Maka,

$$\Delta f_{pES} = 0$$

2. Friksi (*FR*)

Kehilangan prategang akibat friksi/gesekan dihitung dengan perumusan berikut:

$$\Delta f_{pFR} = f_1(\mu a + KL)$$

$$f_1 = \frac{F_i}{d_t}$$

Dimana:

$$F_i = \text{gaya prategang} = 3550000 \text{ N}$$

$$d_t = \text{diameter tendon} = 2764 \text{ mm}^2$$

$$L = \text{Panjang balok} = 14.3 \text{ m}$$

$$a = \text{sudut kelengkungan tendon}$$

$$= \frac{8e}{L} = \frac{8 \times 175}{14300} = 0.098 \text{ rad}$$

$$\mu = \text{koefisien kelengkungan} = 0.15$$

$$K = \text{koefisien wobble} = 0.0035/\text{m}$$

$$f_1 = \frac{3550000}{2764} = 1284.4 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}\Delta f_{pFR} &= f_1 (\mu a + KL) \\ &= 1284.4 \times (0.15 \times 0.098 + 0.0035 \times 14.3) \\ &= 83.14 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Kehilangan akibat friksi ini besarnya 6.47% dari prategang awal.

3. Dudukan Angker (ANC)

Kehilangan karena pengangkuran diasumsikan sebesar 2.5 mm.

$$\Delta a = 2.5 \text{ mm}$$

$$L = 14.3 \text{ m} = 14300 \text{ mm}$$

Maka,

$$\Delta f_{pA} = \frac{2.5}{14300} \times 200000 = 34.97 \text{ Mpa}$$

Kehilangan akibat dudukan angker ini besarnya 2.72% dari prategang awal.

4. Rangkak (CR)

Rangkak dianggap terjadi dengan beban mati permanen yang ditambahkan pada komponen struktur setelah beton diberi gaya prategang. Bagian dari regangan tekan awal disebabkan pada beton segera setelah peralihan gaya prategang dikurangi oleh regangan tarik yang dihasilkan dari beban mati permanen (Lin dan Burns 1999).

$$\Delta f_{pCR} = K_{CR} \frac{E_S}{E_C} (f_{cs} - f_{csd})$$

Dimana:

K_{CR} = 1,60 untuk komponen struktur pascatarik

f_{cs} = tegangan di beton pada level pusat berat baja segera setelah transfer

f_{csd} = tegangan di beton pada level pusat berat baja akibat semua beban mati tambahan yang bekerja setelah prategang diberikan

$$E_s = \text{Modulus elastisitas tendon prategang} \\ = 200000 \text{ Mpa}$$

E_c = Modulus elastisitas beton umur 28 hari, yang bersesuaian dengan f'_c

$$= 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{35} = 27805.58 \text{ Mpa}$$

$$\frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{27805.58} = 7.19$$

$$f_{cs} = + \frac{M}{Wt} - \frac{Fo}{A} - \frac{Fo \times e}{Wt} \\ + \frac{230051000}{46875000} - \frac{3550000}{375000} - \frac{3550000 \times 175}{46875000} \\ = 17.81 \text{ Mpa}$$

$$f_{csd} = \frac{M_{tambahan} \cdot e}{I} = \frac{1305157000 \cdot 175}{1757812500} = 12.99 \text{ Mpa}$$

Maka,

$$\Delta f_{pCR} = 1.6 \times 7.19 \times (17.81 - 12.99) \\ = 55.46 \text{ Mpa}$$

Kehilangan akibat susut ini besarnya 4.32% dari prategang awal.

5. Susut (SH)

Kehilangan prategang akibat susut untuk komponen struktur pascatarik.

$$\Delta f_{pSH} = \epsilon_{SH} K_{SH} E_s \left(1 - 0.0236 \frac{V}{S} \right) (100 - RH)$$

Dimana:

$$\epsilon_{SH} = \text{regangan susut ultimit nominal} \\ = 8.2 \times 10^{-6}$$

K_{SH} = koefisien susut = 7 hari = 0.77

$\frac{V}{S}$ = rasio volume-permukaan

$$= \frac{Luas}{Keliling} = \frac{5752}{484} = 11.88 \text{ cm}$$

RH = kelembaban relatif

= Untuk Jakarta 58 – 97% (Dipakai 80%)

Maka,

$$\begin{aligned}\Delta f_{pSH} &= 8.2 \times 10^{-6} \times 0.77 \times 200000 \times (1 - \\ &\quad (0.0236 \times 11.88)) \times (100 - 80) \\ &= 18.17 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Kehilangan akibat susut ini besarnya 1.41% dari prategang awal.

6. Relaksasi Baja (RE)

Kehilangan prategang akibat relaksasi baja.

$$\Delta f_{pRE} = [K_{re} - J (SH + CR + ES)] C$$

Dimana:

K_{re} = 138 Mpa (strand stress-relieved 1860 Mpa)

J = 0.15

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1284.4}{1860} = 0.68$$

untuk $f_{pi} / f_{pu} = 0.68$, $C = 0.89$

Maka,

$$\begin{aligned}\Delta f_{pRE} &= [138 - 0.15(18.17 + 55.46 + 0)] 0.89 \\ &= 112.99 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Kehilangan akibat relaksasi baja ini besarnya 8.79% dari prategang awal.

7. Total Kehilangan

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pFR} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pSH} + \Delta f_{pRE}$$

Dimana:

Δf_{pT} = kehilangan total

Δf_{pES} = kehilangan akibat perpendekan elastis beton

Δf_{pFR} = kehilangan akibat friksi

Δf_{pA} = kehilangan akibat dudukan angker

Δf_{pCR} = kehilangan akibat rangkai

Δf_{pSH} = kehilangan akibat susut

Δf_{pRE} = kehilangan akibat relaksasi baja

Maka,

$$\Delta f_{pT} = 0 + 6.47\% + 2.72\% + 4.32\% + 1.41\% + 8.79\% \\ = 23.73 \%$$

Sehingga besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan prategang adalah:

$$F = \frac{100 - 23.73}{100} \times 3550000 = 2707732 \text{ N}$$

E. Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan

Gaya prategang setelah kehilangan = 2707732 N

Tumpuan

Serat atas

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{M_1}{W_t} - \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_2 + M_3 + M_4}{W_t'} \\ -21 \geq -\frac{0}{46875000} - \frac{2707732}{575200} + \frac{2707732 \times 0}{46875000} - \frac{0}{122559566} \\ -21 \geq -7.22 \text{ Mpa.. (Ok)}$$

Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq +\frac{M_1}{W_b} - \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_2 + M_3 + M_4}{W_b'} \\ -21 \geq +\frac{0}{46875000} - \frac{2707732}{375000} - \frac{2707732 \times 0}{46875000} + \frac{0}{81667698}$$

$$-21 \geq -7.22 \text{ Mpa.. (Ok)}$$

Tengah Bentang

Serat atas

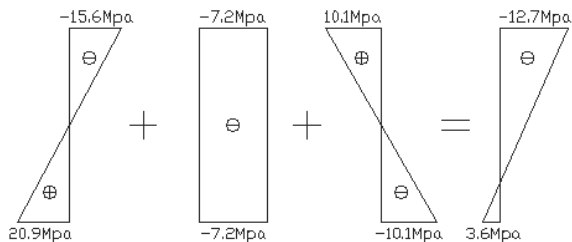
$$\sigma_{tk} \geq -\frac{M_1}{W_t} - \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_2 + M_3 + M_4}{W_t'}$$

$$\begin{aligned} -21 &\geq \\ &-\frac{230051000}{46875000} - \frac{2707732}{575200} + \frac{2707732 \times 175}{46875000} - \frac{1305158000}{122559566} \\ -21 &\geq -12.67 \text{ Mpa.. (Ok)} \end{aligned}$$

Serat bawah

$$\sigma_{tr} \geq +\frac{M_1}{W_b} - \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_2 + M_3 + M_4}{W_b'}$$

$$\begin{aligned} 3.67 &\geq \\ &+\frac{230051000}{46875000} - \frac{2707732}{375000} - \frac{2707732 \times 175}{46875000} + \frac{1305158000}{81667698} \\ 3.67 &\geq 3.56 \text{ Mpa.. (Ok)} \end{aligned}$$



Gambar 4.27 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan di Tengah Bentang

Sebagai perbandingan dicoba perhitungan-perhitungan di atas menggunakan balok dengan penampang I atau balok girder. Maka, hasil perhitungannya sebagai berikut:

Penampang Sebelum Komposit:

$$A_{\text{balok}} = 231750 \text{ mm}^2$$

$$Y_t = 491 \text{ mm}$$

$$Y_b = c_{gc} = 409 \text{ mm}$$

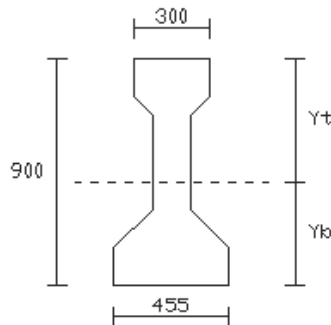
$$I = 20459407688 \text{ mm}^4$$

$$W_t = I / Y_t = 20459407688 / 491 \\ = 41668854.76 \text{ mm}^3$$

$$W_b = I / Y_b = 20459407688 / 409 \\ = 50023001.68 \text{ mm}^3$$

$$K_t = W_b / A = 50023001.68 / 231750 \\ = 215.85 \text{ mm}$$

$$K_b = W_t / A = 41668854.76 / 231750 \\ = 179.80 \text{ mm}$$



Gambar 4.28 Penampang Balok I sebelum Komposit

Penampang Komposit:

Karena mutu beton antara pelat lantai dan balok prategang sama, maka:

$$E_{\text{pelat}} = 4700 \sqrt{35} = 27805.58 \text{ Mpa}$$

$$E_{\text{balok}} = 4700 \sqrt{35} = 27805.58 \text{ Mpa}$$

Sehingga, b efektif setelah komposit:

$$b_{eff} = \frac{E_{pelat}}{E_{balok}} x b_{eff} = \frac{2780558}{2780558} x 1.340 = 1340 \text{ mm}$$

$$A_{pelat} = 1340 \times 130 = 174200 \text{ mm}^2$$

$$A_{balok} = 2317.5 \text{ cm}^2 = 231750 \text{ mm}^2$$

$$A_{total} = 174200 + 231750 = 405950 \text{ mm}^2$$

$$Y_t' = \frac{(174200 \times 65) + (231750 \times 621)}{405950} = 382.41 \text{ mm}$$

$$Y_b' = h - Y_t = (900 + 130) - 382.41 = 647.59 \text{ mm}$$

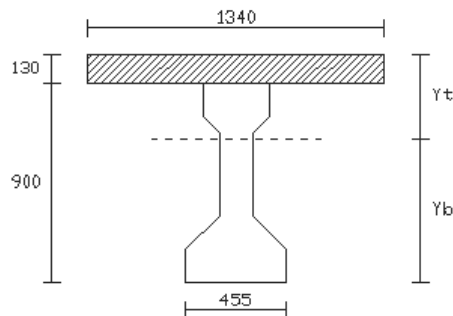
$$I' = \left(\frac{1}{12} \times 1340 \times 130^3 \right) + (174200 \times 317.41^2) + (20459407688) + (231750 \times 238.59^2) = 51447646327 \text{ mm}^4$$

$$W_t' = I / Y_t = 51447646327 / 382.41 = 134535305.9 \text{ mm}^3$$

$$W_b' = I / Y_b = 51447646327 / 647.59 = 79444781.93 \text{ mm}^3$$

$$K_t' = W_b / A = 79444781.93 / 405950 = 195.7 \text{ mm}$$

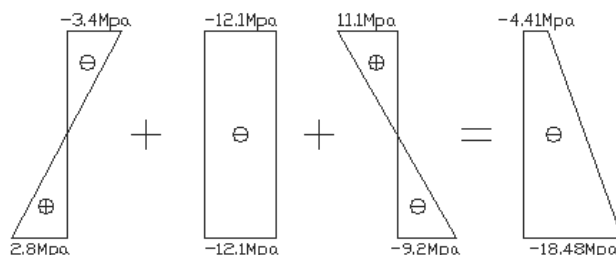
$$K_b' = W_t / A = 134535305.9 / 405950 = 331.4 \text{ mm}$$



Gambar 4.29 Penampang Balok I Komposit

Tabel 4.25 Tegangan yang Terjadi Pada Balok I Saat Transfer

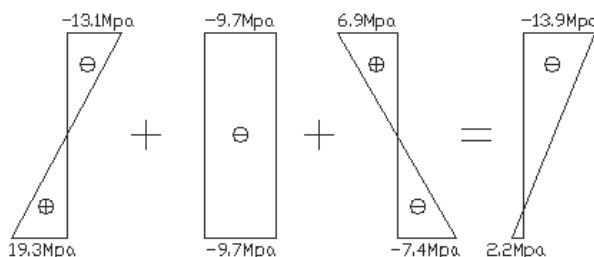
Lokasi	Saat Transfer		Teg.Ijin		Ket
	Serat atas	Serat bawah	Tekan	Tarik	
Tumpuan	-12.08	-12.08	-21.56	2.77	Ok
Lapangan	-4.41	-18.48	-18.48	1.39	Ok



Gambar 4.30 Diagram Tegangan Saat Transfer di Tengah Bentang

Tabel 4.26 Tegangan yang Terjadi Pada Balok I Saat Beban Layan (Asumsi Kehilangan 20%)

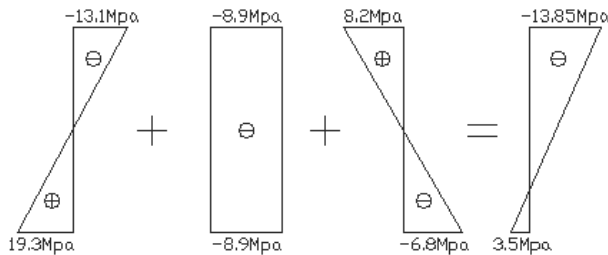
Lokasi	Beban Layan (Loss = 20%)		Teg.Ijin		Ket
	Serat atas	Serat bawah	Tekan	Tarik	
Tumpuan	-9.67	-9.67	-21	3.67	Ok
Lapangan	-13.91	2.22	-21	3.67	Ok



Gambar 4.31 Diagram Tegangan Saat Beban Layan di Tengah Bentang

Tabel 4.27 Tegangan yang Terjadi Pada Balok I Saat Beban Layan (Kehilangan 26%)

Lokasi	Beban Layan (Loss = 26%)		Teg.Ijin		Ket
	Serat atas	Serat bawah	Tekan	Tarik	
Tumpuan	-8.92	-8.92	-21	3.67	Ok
Lapangan	-13.85	3.53	-21	3.67	Ok



Gambar 4.32 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan di Tengah Bentang

Sebagai perbandingan antara balok I dan balok kotak, disajikan perbandingan komponen-komponen struktur balok prategang pada tabel berikut:

Tabel 4.28 Perbandingan Antara Balok I dan Balok Persegi

	Balok I	Balok Persegi
Luas Penampang Balok (mm ²)	231750	375000
Tipe Strand	ASTM A 416-06 Grade 270	
Diameter (mm)	12.7	12.7
Jumlah Strand (buah)	22	28
Tipe Tendon	Tendon unit 5-22	Tendon unit 5-31
Luas Tendon (mm ²)	2171	2764

Pada balok I memiliki luasan penampang yang lebih kecil dan jumlah strand serta tendon yang lebih sedikit, serta tegangan-tegangan yang dihasilkan juga lebih optimum. Sehingga balok I dirasa lebih ekonomis dibandingkan dengan balok persegi. Namun, karena pada bangunan gedung balok I belum umum digunakan dan dengan pertimbangan pelaksanaan di lapangan, maka pada perencanaan balok prategang ini direncanakan dengan menggunakan balok persegi.

4.6.5 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton bertulang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan.

A. Lendutan Saat *Jacking*

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok terkekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas.

$$w = \frac{8Fe}{L^2} = \frac{8 \times 3550000 \times 175}{14300^2} = 24.3 \text{ N/mm}$$

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5 \times 24.3 \times 14300^4}{384 \times (27806) \times (1.76 \times 10^{10})} = 27 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat beban sendiri

$$q_{\text{balok}} = 9 \text{ N/mm}$$

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5 \times 9 \times 14300^4}{384 \times (27806) \times (1.76 \times 10^{10})} = 10 \text{ mm } (\downarrow)$$

3. Lendutan total

Maka lendutan total yang terjadi sebesar,

$$\Delta = 27 \text{ mm} - 10 \text{ mm} = 17 \text{ mm } (\uparrow)$$

4. Kontrol lendutan

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.5.4.4 lendutan yang diijinkan sebesar

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{14300}{480} = 29.8 \text{ mm}$$

Maka, $\Delta < \Delta_{ijin} = 17 \text{ mm} < 29.8 \text{ mm}.. (\text{Ok})$

B. Lendutan Saat Beban Layan

1. Lendutan akibat tekanan tendon

$$w = \frac{8Fe}{L^2} = \frac{8 \times 2707731.84 \times 150}{14300^2} = 18.5 \text{ N/mm}$$

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5 \times 18.5 \times 14300^4}{384 \times (27806) \times (4.3 \times 10^{10})} = 8.4 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat beban total

$$q_u = 60.06 \text{ N/mm}$$

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5 \times 60.06 \times 14300^4}{384 \times (27806) \times (4.3 \times 10^{10})} = 27.3 \text{ mm}$$

(↓)

3. Lendutan total

Maka lendutan total yang terjadi sebesar,

$$\Delta = 8.4 \text{ mm} - 27.3 \text{ mm} = 18.9 \text{ mm } (\downarrow)$$

4. Kontrol lendutan

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.5.4.4 lendutan yang diijinkan sebesar

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{14300}{480} = 29.8 \text{ mm}$$

Maka, $\Delta < \Delta_{ijin} = 18.9 \text{ mm} < 29.8 \text{ mm}.. (\text{Ok})$

4.6.6 Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel adalah daerah dimana kabel tendon prategang boleh berada tanpa menimbulkan tegangan-tegangan yang menyalahi tegangan yang diijinkan. Sehingga pada daerah

tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada serat beton.

Mencari jari-jari inersia:

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{17578125}{3750}} = 21.65 \text{ cm}$$

Batas paling bawah letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling atas beton:

$$k_b = \frac{i^2}{yt} = \frac{21.65^2}{37.5} = 12.5 \text{ cm}$$

Batas paling atas letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling bawah beton adalah:

$$k_t = \frac{i^2}{yb} = \frac{21.65^2}{37.5} = 12.5 \text{ cm}$$

Mencari nilai-nilai daerah limit kabel

$$a_1 = \frac{M_T}{F} = \frac{1.54 \times 10^9}{270773184} = 566.97 \text{ mm}$$

$$a_2 = \frac{M_G}{F_o} = \frac{2.3 \times 10^8}{3550000} = 64.8 \text{ mm}$$

Posisi Tendon

Bentuk lintasan tendon adalah parabola dan untuk mengetahui posisi tendon digunakan persamaan garis lengkung, perhitungan ditinjau setengah bentang:

$$Y_i = \frac{4 \cdot f \cdot X_i \cdot (L - X_i)}{L^2}$$

Dimana:

Y_i = ordinat tendon yang ditinjau

X_i = absis tendon yang ditinjau

L = panjang bentang, 14300 mm

f = tinggi puncak parabola, 175 mm

Sehingga apabila posisi tendon dihitung jarak dari serat bawah balok:

$$\text{Posisi tendon} = yb - Y_i$$

Perhitungan posisi tendon disajikan dalam bentuk tabel.

Tabel 4.29 Posisi Tendon

Jarak Tinjau X_i (mm)	Y_i (mm)	Letak Tendon dari tepi bawah (mm)
0	0	375
1430	63	312
2860	112	263
4290	147	228
5720	168	207
7150	175	200



Gambar 4.33 Posisi Tendon pada Balok Prategang

4.6.7 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

Dikarenakan sistem perletakkan balok menggunakan konsol, maka tulangan lunak dipasang tulangan minimal sebagai penahan tulangan geser, direncanakan 2D22 sebagai tulangan tekan dan tarik.

4.6.8 Kontrol Momen Nominal

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi

bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak terpasang atau tidak. Selain itu juga bergantung pada jenis penampang balok apakah termasuk balok bersayap atau penampang persegi. Dalam perhitungan ini, konsep kesetimbangan gaya-gaya horizontal harus dipenuhi, dimana gaya tekan C dalam beton dan gaya tarik T dalam baja harus seimbang satu sama lain.

$$C = T$$

Digunakan tulangan lunak dan tendon sebagai berikut:

$$\text{Tulangan tarik, 2D22} \quad A_s = 760.27 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan, 2D22} \quad A_s' = 760.27 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tendon} \quad A_{ps} = 2764 \text{ mm}^2$$

$$h = 750 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$d_s = 750 - 40 - 13 - (0.5 \times 22) = 686 \text{ mm}$$

$$d_s' = 40 + 13 + (0.5 \times 22) = 64 \text{ mm}$$

$$d_p = 750 - (375 - 175) = 550 \text{ mm}$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$$

$$f_{py} = 1675 \text{ Mpa}$$

$$E_{ps} = 200000 \text{ Mpa}$$

$$f_c' = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

Menghitung regangan efektif pada baja prategang

$$\varepsilon = \frac{0.7 f_{pu} - losses}{E_{ps}} = \frac{(0.7 \times 1860) - 304.73}{200000} = 0.00498$$

Dengan *trial and error*, didapatkan garis netral sebesar

$$c = 321.83 \text{ mm}$$

Menghitung regangan-regangan yang terjadi

$$\varepsilon_s = \frac{0.003(d_s - c)}{c} = \frac{0.003(686 - 321.83)}{321.83}$$

$$= 0.0034 > 0.003, \text{ maka } f_s = f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_p = \frac{0.003(d_p - c)}{c} + \varepsilon = \frac{0.003(550 - 321.83)}{321.83} + 0.00498$$

$$= 0.0071$$

dari grafik hubungan tegangan-regangan untuk *strand* dengan $f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$, didapatkan, $f_{ps} = 1363.72 \text{ Mpa}$

$$\varepsilon_s' = \frac{0.003(c - d_s')}{c} = \frac{0.003(321.83 - 64)}{321.83}$$

$$= 0.0024 < 0.003, \text{ maka } f_s' \neq f_y,$$

dari grafik hubungan tegangan-regangan untuk baja dengan $f_y = 400 \text{ Mpa}$, didapatkan $f_s' = 320.46 \text{ Mpa}$

$$a = \beta_1 \times c = 0.80 \times 321.83 = 257.46 \text{ mm}$$

Maka,

$$\begin{aligned} C &= (0.85 f_c b a) + (A_s' f_s') \\ &= (0.85 \times 35 \times 500 \times 257.46) + (760.27 \times 320.46) \\ &= 4073433 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= T_s + T_p \\ &= (A_s f_s) + (A_{ps} f_{ps}) \\ &= (760.27 \times 400) + (2764 \times 1363.72) = 4073433 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Sehingga kesetimbangan gaya-gaya horizontal terpenuhi.

$$\begin{aligned} C &= T \\ 4073433 &= 4073433 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Momen nominal total :

$$\begin{aligned} M_n &= A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + (A_s f_s - A_s' f_s') \left(d_s - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_s' (d_s - d_s') \\ &= 3769322 \times \left(550 - \frac{257.46}{2}\right) + 60475 \times \left(686 - \frac{257.46}{2}\right) \\ &\quad + 243636 \times (686 - 64) \\ &= 1773132871 \text{ N.mm} = 1773.133 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Kontrol Momen Nominal

$$\begin{aligned}\phi Mn &\geq Mu \\ 0.9 \times 1773.13 &\geq 1535.21 \text{ kN.m} \\ 1595.82 \text{ kN.m} &\geq 1535.21 \text{ kN.m.. (Ok)}\end{aligned}$$

4.6.9 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat *ultimate* dari beton prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 Pasal 18.8.2 bahwa jumlah total tulangan prategang dan bukan prategang harus cukup untuk mengembangkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 kali beban retak yang dihitung dengan dasar modulus retak $0.62 \sqrt{f'c}$

sehingga didapatkan $\phi Mu \geq 1.2Mcr$, dengan nilai $\phi = 0.9$

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}F &= 2707731.84 \text{ N} \\ k_t &= 141.98 \text{ mm} \\ e &= 175 \text{ mm} \\ f_r &= 0.62 \sqrt{f'c} = 0.62 \sqrt{35} = 3.67 \text{ Mpa} \\ M_1 &= F(e + k_t) \\ &= 2707731.84 \times (175 + 141.98) \\ &= 858300615 \text{ N.mm} \\ M_2 &= f_r \times wb \\ &= 3.67 \times 81667698.17 \\ &= 299554623 \text{ N.mm} \\ M_{cr} &= M_1 + M_2 \\ &= 1157855238 \text{ N.mm} = 1157.86 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Kontrol Momen Retak

$$\begin{aligned}\phi Mn &\geq 1.2Mcr \\ 0.9 \times 1773.13 &\geq 1.2 \times 1157.86 \text{ kN.m} \\ 1595.82 \text{ kN.m} &\geq 1389.43 \text{ kN.m.. (Ok)}\end{aligned}$$

4.6.10 Perencanaan Tulangan Geser

Sistem perletakkan balok prategang menggunakan konsol pendek maka M_{pr} diasumsikan tidak ada sehingga perencanaan tulangan geser didasarkan dari V_u balok.

Beban terbagi rata pada pelat lantai:

Dari perhitungan pembebanan didapatkan

$$\text{Beban sendiri} = 900 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban mati} = 2232 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup} = 2874 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban ultimate} &= 1.2D + 1.6L \\ &= 1.2 (900 + 2232) + 1.6(2874) \\ &= 8356.8 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Sehingga gaya geser ultimit (V_u) didapat:

$$\begin{aligned}V_u &= (q_u \times l) / 2 \\ &= (8356.8 \times 14.3) / 2 \\ &= 59751.12 \text{ kg} = 597.51 \text{ kN}\end{aligned}$$

Menghitung kuat geser yang disumbangkan oleh beton:

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi (0.17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d) \\ &= 0.75 (0.17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 500 \times 686) \\ &= 259102.11 \text{ N} = 259.102 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{1}{2} \times 259.102 = 129.551 \text{ kN}$$

Karena nilai $V_u > \phi V_c$, maka dibutuhkan tulangan geser.

Menghitung gaya geser yang harus dipikul oleh tulangan geser:

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{597.51 - 259.102}{0.75} \\ &= 451.71 \text{ kN}\end{aligned}$$

Menghitung jarak tulangan sengkang:

Digunakan diameter tulangan sengkang $d_b = 13 \text{ mm}$, dua kaki

$$A_v = 0.25 \times \pi \times 13^2 \times 2 = 265.46 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 s_1 &= \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{265.46 \times 400 \times 686}{451710} = 161.26 \text{ mm} \\
 s_2 &= d / 4 = 686 / 2 = 343 \text{ mm} \\
 s_3 &= 6 \times D. \text{Tulangan utama} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm} \\
 s_4 &= 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan sengkang tidak boleh melebihi dari nilai yang terkecil, maka $s = 125 \text{ mm}$ dipasang sepanjang $2h = 2 \times 750 = 1500 \text{ mm}$ dari muka kolom. Sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu di kedua ujung balok.

Selanjutnya ditentukan gaya geser rencana di luar $2h$ dari muka kolom (di luar sendi plastis) dengan menggunakan perbandingan segitiga.

$$\frac{V_u}{597.51} = \frac{7150 - 1500}{7150} \rightarrow V_u = 472.16 \text{ kN}$$

Sehingga untuk tulangan sengkang di luar sendi plastis digunakan:

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{472.16 - 258.725}{0.75} \\
 &= 284.58 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menghitung jarak tulangan sengkang:

Digunakan diameter tulangan sengkang $d_b = 13 \text{ mm}$, dua kaki

$$A_v = 0.25 \times \pi \times 13^2 \times 2 = 265.46 \text{ mm}^2$$

$$s_1 = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{265.46 \times 400 \times 686}{284580} = 255.96 \text{ mm}$$

$$s_2 = d / 2 = 686 / 2 = 343 \text{ mm}$$

Jarak tulangan sengkang tidak boleh melebihi dari nilai yang terkecil, maka diambil $s = 250 \text{ mm}$.

Tabel 4.30 Resume Penulangan Balok Prategang

	Tumpuan	Lapangan
Tulangan Atas	2 D22	2 D22
Tulangan Bawah	2 D22	2 D22
Sengkang	2 D13 - 125	2 D13 - 250

4.6.11 Pengankuran Ujung

Pada balok prategang pascatarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat di belakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrem saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat nominal beton pada daerah pengankuran global diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 18.13.4.

Zona angkur dapat didefinisikan sebagai volume beton dimana gaya prategang yang terpusat pada angkur menyebar ke arah transversal menjadi terdistribusi linier di seluruh tinggi penampang di sepanjang bentang. Penulangan pengekanan di seluruh zona pengankuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan *bursting* yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur..

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya prategang awal sebesar:

$$F_o = 3550000 \text{ N}$$

$$P_u = 1.2 \times 3550000 = 4260000 \text{ N}$$

$$T_{\text{pencar}} = 0.25 \Sigma P_u \left(1 - \frac{a}{h} \right)$$

$$d_{\text{pencar}} = 0.5 (h - 2e)$$

Dimana:

$$\Sigma P_u = \text{Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau}$$

- a = tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau
 e = eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)
 h = tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Nilai yang diperoleh:

$$a = 315 \text{ mm (angkur dengan strand 5-31, Spek VSL)}$$

$$e = 0$$

$$h = 750 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut:

$$T_{\text{pencar}} = 0.25 \times 4260000 \times (1 - 315/750) = 617700 \text{ N}$$

$$d_{\text{pencar}} = 0.5 (750 - 2(0)) = 375 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{\text{pencar}}}{f_y} = \frac{617700}{400} = 1544.25 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 3D13 ($A_v = 398.197 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan sengkang sebanyak:

$$n = \frac{1544.25}{398.197} = 3.8 \approx 4$$

Spasi antar sengkang:

$$s = \frac{d_{\text{pencar}}}{n-1} = \frac{375}{4-1} = 125 \text{ mm}$$

Sehingga dapat dipasang tulangan sengkang 3D13 – 125 mm

4.6.12 Perhitungan Konsol Pendek (Braket atau Korbel)

Dimensi konsol pendek harus direncanakan agar dapat menahan reaksi yang diakibatkan balok beton prategang, berikut perencanaannya:

$$\begin{aligned}
 V_u &= 597.510 \text{ kN} &= 597510 \text{ N} \\
 N_u = 0.2 V_u &= 119.502 \text{ kN} &= 119502 \text{ N} \\
 a_v &= 150 \text{ mm} \\
 bw &= 500 \text{ mm} \\
 h &= 300 \text{ mm} \\
 d &= 250.5 \text{ mm} \\
 \text{Tul. Utama} &= 25 \text{ mm} \\
 \text{Tul. Sengkang} &= 19 \text{ mm} \\
 f'_c &= 45 \text{ Mpa} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

A. Kontrol Dimensi

Konsol memiliki batasan dimensi seperti yang telah diatur pada SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2.1 bahwa V_u/ϕ tidak boleh melebihi yang terkecil dari 3 poin berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{a) } 0.2 f'_c \times b \times d &= 0.2 \times 45 \times 500 \times 250.5 \\
 &= 1127250 \text{ N} \\
 \text{b) } (3.3 + 0.08 f'_c) \times bw \times d &= (3.3 + 0.08(45)) \times 500 \times 250.5 \\
 &= 864225 \text{ N} \\
 \text{c) } 11 \times bw \times d &= 11 \times 500 \times 250.5 \\
 &= 1377750 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_n = V_u / \phi &= 597510 / 0.75 \\
 &= 796680 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned}
 \text{a) } 796680 \text{ N} &< 1127250 \text{ N} &(\text{Ok}) \\
 \text{b) } 796680 \text{ N} &< 864225 \text{ N} &(\text{Ok}) \\
 \text{c) } 796680 \text{ N} &< 1377750 \text{ N} &(\text{Ok})
 \end{aligned}$$

B. Perhitungan Tulangan Konsol

Konsol direncanakan agar dapat menahan momen ultimate yang diakibatkan balok prategang yang mana dirumuskan sebagai berikut (SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3):

$$\begin{aligned}
 M_u &= [V_u a_v + N_u (h - d)] \\
 &= [597510 \times 150 + 119502 \times (300 - 250.5)] \\
 &= 95541849 \text{ N.mm} = 95.54 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{\phi \cdot \mu \cdot f_y} = \frac{796680}{0.75 \cdot 1 \cdot 400} = 2655.6 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_f &= \frac{M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f_y \cdot d} = \frac{95541849}{0.85 \cdot 0.75 \cdot 400 \cdot 250.5} \\
 &= 1759.65 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_n = \frac{N_u}{\phi \cdot f_y} = \frac{119502}{0.75 \cdot 400} = 398.34 \text{ mm}^2$$

Selanjutnya untuk perhitungan penulangan utama A_{sc} diambil nilai yang terbesar dari nilai-nilai berikut:

$$\begin{aligned}
 A_{sc} &= (A_f + A_n) &&= (1759.65 + 398.34) \\
 &&&= 2157.99 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sc} &= (2/3 A_{vf} + A_n) &&= (2/3 \times 2655.6 + 398.34) \\
 &&&= 2168.74 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sc} &= 0.04 (f'c/fy) (bw d) = 0.04 (45/400) (500 \times 250.5) \\
 &&&= 563.625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas diambil $A_{sc} = 2168.74 \text{ mm}^2$

Perhitungan tulangan A_h juga diatur sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 A_h &= 1/2 (A_{sc} - A_n) &&= 1/2 (2168.74 - 398.34) \\
 &&&= 885.2 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka direncanakan:

A_{sc} memakai 5D25 (A_s pakai = 2454.37 mm²)

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ pakai}} &> A_{sc} \\
 2454.37 \text{ mm}^2 &> 2168.74 \text{ mm}^2 \text{ ..(Ok)}
 \end{aligned}$$

A_h memakai 4D19 (A_s pakai = 1134.11 mm²)

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ pakai}} &> A_h \\
 1134.11 \text{ mm}^2 &> 885.2 \text{ mm}^2 \text{ ..(Ok)}
 \end{aligned}$$

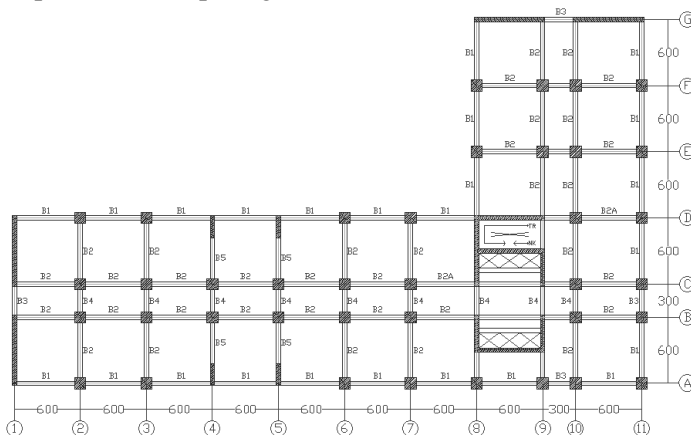
4.7 Perencanaan Struktur Primer Non-Prategang

4.7.1 Umum

Perencanaan struktur primer non prategang ini meliputi perencanaan balok induk, kolom, hubungan balok-kolom, dan dinding geser. Perhitungan ini dilakukan mengacu pada SNI 2847:2013 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung dan SNI 1726:2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.

4.7.2 Perencanaan Balok Induk

Dalam perhitungan tulangan balok induk ini akan ditinjau balok tipe B2 (Balok Interior, bentang = 6 m) dengan dimensi 60/40 pada denah seperti gambar berikut:



Gambar 4.34 Denah Balok Induk

A. Penulangan Lentur Balok B2

1. Data-data perencanaan:

Dimensi	: 60/40 cm
Decking	: 40 mm
Tul. Longitudinal	: D22
Tul. Transversal	: D13

$$\begin{aligned}
 \text{Mutu Beton} & : 45 \text{ Mpa} \\
 \text{Mutu Tul. Longitudinal} & : 400 \text{ Mpa} \\
 \text{Mutu Tul. Transversal} & : 400 \text{ Mpa} \\
 d & = h - (\text{decking} + D_{\text{sengkan}} + \frac{1}{2} D_{\text{tul.utama}}) \\
 & = 600 - (40 + 13 + (\frac{1}{2} \times 22)) \\
 & = 536 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{45 - 28}{7} = 0.73$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b & = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} x \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 & = \frac{0.85 \times 45 \times 0.73}{400} x \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0.042
 \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.1, jumlah tulangan tidak boleh kurang dari persamaan berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \sqrt{45}}{400} = 0.0042$$

Tetapi tidak kurang dari persamaan berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

Sehingga, diambil $\rho_{\min} = 0.0042$

Dan rasio tulangan tidak boleh melebihi, $\rho_{\max} = 0.025$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 45} = 10.46$$

2. Menghitung rasio tulangan balok

Dari pemodelan dengan menggunakan ETABS untuk balok tipe B2 didapat:

Tabel 4.31 Momen Envelope pada Balok B2

Balok B2		
Tumpuan	-	298.26 kN.m
	+	193.91 kN.m
Lapangan	+	89.85 kN.m

Tumpuan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{298260000}{0.9 \times 400 \times 536^2} = 2.884$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10.46} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.46 \times 2.884}{400}} \right) \\ &= 0.0075 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$, maka digunakan $\rho_{\text{pakai}} = 0.0075$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \\ &= 0.0075 \times 400 \times 536 = 1608.8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s_{\text{tulangan}}} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 = 380.13 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{\text{tulangan}}}} = \frac{1608.8}{380.13} = 4.22 \approx 5 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{pakai}}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times n = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times 5 \\ &= 1900.66 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka, dipakai tulangan 5D22

3. Cek lapis tulangan

$$S_{\text{maks}} = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2\phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul.utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} = \frac{400 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (5 \times 22)}{5 - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} = 46 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm.. (Ok)}$$

4. Cek regangan

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1900,66 \times 400}{0,85 \times 45 \times 400} = 49,69 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{49,69}{0,73} = 68,068$$

$$\varepsilon_s = 0,003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0,003 \times \left(\frac{536 - 68,068}{68,068} \right)$$

$$= 0,021 > 0,005... \text{ (Terkendali tarik)}$$

Maka, $\phi = 0,90$

5. Cek kapasitas momen

$$\phi Mn = 0,9 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 1900,66 \times 400 \times \left(536 - \frac{49,69}{2} \right)$$

$$= 349751936 \text{ N.mm}$$

$$\begin{array}{ll} \phi Mn & > Mu \\ 349,75 \text{ kN.m} & > 298,26 \text{ kN.m.. (Ok)} \end{array}$$

6. Kontrol balok T

Lebar efektif:

$$b_{\text{eff}} = \frac{L}{4} = \frac{6 \text{ m}}{4} = 1,5 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b + (8t_f) = 0.4\text{m} + (8 \times 0.13\text{m}) = 1.44 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b + (0.5s) = 0.4\text{m} + (0.5 \times 6\text{m}) = 3.4 \text{ m}$$

Maka digunakan lebar efektif terkecil, yaitu:

$$b_{eff} = 1440 \text{ mm}$$

$$A_{spakai} = 1900.66 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s x f_y}{0.85 x f_c x b_e} = \frac{1900.66 \times 400}{0.85 \times 45 \times 1440} = 13.8$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13.8}{0.73} = 18.91 \text{ mm}$$

Maka,

$$c < t$$

18.91 < 130 mm.. Karena kedalaman sumbu netral c kurang dari ketebalan pelat, maka perhitungan dapat dilakukan dengan penampang persegi.

Dengan cara yang sama dilakukan untuk menghitung tulangan pada tumpuan dan lapangan pada balok B1, B2, B3, B4 dan B5. Sehingga didapat kebutuhan tulangan pada balok-balok tersebut seperti pada tabel berikut:

Tabel 4.32 Resume Penulangan Lentur Balok Induk

Lokasi		Balok Induk				
		B1	B2	B3	B4	B5
Tumpuan	Atas	5D22	5D22	5D22	5D22	3D22
	Bawah	3D22	3D22	4D22	5D22	3D22
Lapangan	Atas	2D22	2D22	2D22	2D22	2D22
	Bawah	3D22	3D22	3D22	3D22	3D22

B. Penulangan Geser Balok B2

1. Penulangan Geser Tumpuan

Nilai M_{pr} dihitung sebagai berikut:

Untuk tulangan 5D22 di sisi atas:

$$a = \frac{A_s x 1.25 f_y}{0.85 x f_c x b} = \frac{1900.66 x (1.25 x 400)}{0.85 x 45 x 400}$$

$$= 62.11 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s \times (1.25 f_y) \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 1900.66 \times (1.25 \times 400) \times \left(536 - \frac{62.11}{2} \right)$$

$$= 479863764.6 \text{ N.mm} = 479.9 \text{ kN.m}$$

Untuk tulangan 3D22 di sisi bawah:

$$a = \frac{A_s x 1.25 f_y}{0.85 x f_c x b} = \frac{1140.40 x (1.25 x 400)}{0.85 x 45 x 400}$$

$$= 37.26 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s \times (1.25 f_y) \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 1140.40 \times (1.25 \times 400) \times \left(536 - \frac{37.26}{2} \right)$$

$$= 295001635 \text{ N.mm} = 295 \text{ kN.m}$$

Mencari nilai q_u

Pembebanan:

$$\text{Berat sendiri balok} = 0.4 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 576 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat pelat} = 0.13 \text{ m} \times 6 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 1872 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat tambahan} = 84 \text{ kg/m}^2 \times 6 \text{ m}$$

$$= 504 \text{ kg/m}$$

Beban hidup:

$$\text{Beban hidup} = 192 \text{ kg/m}^2 \times 6 \text{ m} = 1152 \text{ kg/m}$$

Beban terfaktor:

$$\begin{aligned} q_u &= 1.2 q_D + 1.6 q_L = (1.2 \times 2952) + (1.6 \times 1152) \\ &= 5385.6 \text{ kg/m} = 53.86 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Maka, gaya geser rencana:

$$\begin{aligned} V_{ki} &= \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l} + \frac{q_u \cdot l}{2} \\ &= \frac{480.8 + 295}{6} + \frac{53.86 \cdot 6}{2} = 290.97 \text{ kN} \\ V_{ka} &= \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l} - \frac{q_u \cdot l}{2} \\ &= \frac{295 + 480.8}{6} - \frac{53.86 \cdot 6}{2} = -32.17 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sedangkan V_u akibat gempa hasil analisa dengan menggunakan ETABS didapat 154 kN untuk di daerah tumpuan, dikarenakan nilai gaya geser dari analisa menggunakan ETABS lebih kecil daripada hasil analisa geser rencana, maka digunakan nilai dari gaya geser rencana.

$$V_u = 290.97 \text{ kN}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4.2 apabila gaya geser yang ditimbulkan oleh beban gempa tidak lebih besar daripada 50% gaya geser total, maka kekuatan geser yang disediakan oleh beton, V_c , harus dihitung.

$$\frac{480.8 + 295}{6} = 129.39 \text{ kN} < \frac{1}{2} \times 290.97 = 145.48 \text{ kN}$$

Selanjutnya,

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b d = 0.17 \times 1 \times \sqrt{45} \times 400 \times 537 \\ &= 244957 \text{ N} = 244.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u = \phi V_s + \phi V_c$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - \phi V_c = \frac{290.97}{0.75} - (0.75 \times 244.5)$$

$$= 204.24 \text{ kN} = 204240 \text{ N}$$

Dipakai tulangan sengkang 2D13, $A_v = 265.46 \text{ mm}^2$

Maka jarak antar sengkang, s , adalah

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{265.46 \cdot 400 \cdot 536}{204240} = 278.67 \text{ mm}$$

Jarak maksimum sengkang sepanjang $2h$ ($=2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$) tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

$$d/4 = 536 / 4 = 134 \text{ mm}$$

$$6d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$150 \text{ mm}$$

Sehingga dapat dipasang sengkang 2D13 – 125 mm sepanjang 1.2 m dari muka tumpuan, dan sengkang pertama dipasang sejarak 50 mm dari muka tumpuan.

2. Penulangan Geser Lapangan

Pada jarak $2h = 1200 \text{ mm}$ dari muka tumpuan hingga ke bagian lapangan, bekerja gaya geser sebesar:

$$V_u = 290.97 \text{ kN} - (53.86 \times 1.2) = 226,34 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c} b d = 0.17 \times 1 \times \sqrt{45} \times 400 \times 537 \\ = 244957 \text{ N} = 244.5 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - \phi V_c = \frac{226.34}{0.75} - (0.75 \times 244.5)$$

$$= 118.07 \text{ kN} = 118070 \text{ N}$$

Dipakai tulangan sengkang 2D13, $A_v = 265.46 \text{ mm}^2$

Maka jarak antar sengkang, s , adalah

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{265.46 \cdot 19 \cdot 400 \cdot 536}{118070} = 482 \text{ mm}$$

Jarak maksimum sengkang diluar $2h$ ($=2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$) tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

$$d/2 = 536 / 2 = 268 \text{ mm}$$

$$600 \text{ mm}$$

Sehingga dapat dipasang sengkang 2D13 – 250 mm pada jarak 1.2 m dari muka tumpuan hingga tengah bentang.

Dengan cara yang sama dilakukan untuk menghitung tulangan geser pada tumpuan dan lapangan pada balok B1, B2, B3, B4, dan B5. Sehingga didapat kebutuhan tulangan pada balok-balok tersebut seperti pada tabel berikut:

Tabel 4.33 Resume Penulangan Geser Balok Induk

Lokasi	Balok Induk				
	B1	B2	B3	B4	B5
Tumpuan	2D13-125	2D13-125	2D13-100	2D13-100	2D13-125
Lapangan	2D13-250	2D13-250	2D13-250	2D13-200	2D13-250

C. Penulangan Torsi Balok B2A

Perencanaan penulangan torsi mengacu pada SNI 2847:2013 Pasal 11.5. Dan menurut pasal 11.5.1, pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor kurang dari:

$$T_u < \phi 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana:

A_{cp} = luas penampang

P_{cp} = keliling penampang

λ = 1 (beton normal)

ϕ = 0.75

Dari hasil analisis menggunakan program bantu ETABS, didapat nilai torsi pada balok B2 sebagai berikut:

$$T_u = 58.52 \text{ kN.m}$$

Kontrol kebutuhan torsi:

$$A_{cp} = b \times h = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b+h) = 2 \times (400+600) = 2000 \text{ mm}$$

Maka,

$$58.52 > 0.75 \times 0.33 \times 1 \times \sqrt{45} \times \left(\frac{240000^2}{2000} \right)$$

$$58.52 > 47.82 \text{ kN.m.} \text{ (Perlu tulangan torsi)}$$

Penulangan torsi sengkang

$$x_o = \text{lebar as ke as tulangan sengkang}$$

$$= 400 - 2 \times (40 + 13/2) = 307 \text{ mm}$$

$$y_o = \text{tinggi as ke as tulangan sengkang}$$

$$= 600 - 2 \times (40 + 13/2) = 507 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = x_o \times y_o = 307 \times 507 = 155649 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0.85 A_{oh} = 0.85 \times 155649 = 132301.65 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2 (x_o + y_o) = 2 (307 + 507) = 1628 \text{ mm}$$

Menentukan kebutuhan tulangan sengkang

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_o f_y \cot \theta} = \frac{58.52/0.75}{2 \times 132301.65 \times 400 \times 1}$$

$$= 0.737 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (satu kaki)}$$

$$= 0.737 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 2 = 1.474 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (dua kaki)}$$

Tulangan sengkang terpasang:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} = \frac{204240}{400 \times 536} = 0.953 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (dua kaki)}$$

Maka, luas total tulangan sengkang yang diperlukan:

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 1.474 + 0.953 = 2.427 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Digunakan sengkang 2D13 ($A_s = 265.46 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{265.46}{2.427} = 164.07 \text{ mm}$$

Syarat jarak sengkang maksimum

$$Ph / 8 = 1628 / 8 = 203.5 \text{ mm}$$

300 mm

Sehingga dipakai tulangan torsi transversal 2D13 – 150.

Menentukan kebutuhan tulangan longitudinal

$$\begin{aligned} A_l &= \left(\frac{A_t}{s} \right) Ph \left(\frac{f_y}{f_y} \right) \cot^2 \theta \\ &= 0.737 \times 1628 \times \left(\frac{400}{400} \right) \times 1 = 1200.17 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Periksa terhadap $A_{l \min}$

$$\begin{aligned} A_{l \min} &= \left(\frac{0.42 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} \right) - \left(\frac{A_t}{s} \right) Ph \left(\frac{f_y}{f_y} \right) \\ &= \left(\frac{0.42 \sqrt{45} \cdot 240000}{400} \right) - 1200.17 = 490.29 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga diambil $A_l = 1200.17 \text{ mm}^2$

Distribusi tulangan longitudinal torsi

Tulangan longitudinal didistribusikan pada keliling penampang. Luas total tulangan longitudinal untuk pemikul torsi adalah $A_l = 1994.8 \text{ mm}^2$.

Tumpuan

Pada sisi atas

$$A_l \text{ perlu} = \frac{1}{4} A_l = \frac{1}{4} \times 1200.17 = 300.04 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = 1608.8 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ total} = A_s + A_l = 1909.84 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipasang} = 4D25 = 1963.5 \text{ mm}^2$$

Pada sisi bawah

$$A_l \text{ perlu} = \frac{1}{4} A_l = \frac{1}{4} \times 1200.17 = 300.04 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = 1030.8 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ total} = A_s + A_l = 1330.84 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipasang} = 3\text{D}25 = 1472.6 \text{ mm}^2$$

Pada sisi kanan

$$A_l \text{ perlu} = \frac{1}{4} A_l = \frac{1}{4} \times 1200.17 = 300.04 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = - = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ total} = A_s + A_l = 300.04 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipasang} = 2\text{D}16 = 402.12 \text{ mm}^2$$

Pada sisi kiri

$$A_l \text{ perlu} = \frac{1}{4} A_l = \frac{1}{4} \times 1200.17 = 300.04 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = - = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ total} = A_s + A_l = 300.04 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipasang} = 2\text{D}19 = 402.12 \text{ mm}^2$$

Dilakukan cara yang sama untuk menghitung tulangan akibat torsi pada tumpuan dan lapangan pada balok B1A, B2A, B3A, B4A, dan B5A. Sehingga didapat kebutuhan tulangan pada balok-balok tersebut seperti pada tabel berikut:

Tabel 4.34 Resume Penulangan Torsi Balok Induk

Lokasi		Balok Induk				
		B1A	B2A	B3A	B4A	B5A
Tumpuan	Atas	5D25	4D25	4D25	5D25	3D25
	Tengah	4D19	4D16	4D16	4D16	4D16
	Bawah	4D25	3D25	4D25	5D25	3D25
Lapangan	Atas	2D25	2D25	2D25	2D25	2D25
	Tengah	4D19	4D16	4D16	4D16	4D16
	Bawah	3D25	3D25	3D25	3D25	3D25
Senggang		2D13-150	2D13-150	2D13-100	2D13-100	2D13-150

D. Panjang Penyaluran Tulangan Balok

Perhitungan panjang penyaluran tulangan diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 12.

1. Panjang penyaluran tulangan tarik

Periksa terhadap kondisi yang disyaratkan pada Pasal 12.2.2.

- Tulangan memanjang berdiameter 22 mm, maka $d_b = 22$ mm
- Selimut bersih = $40 \text{ mm} - (22/2) = 29 \text{ mm} > d_b$
- Jarak bersih antar tulangan

$$s = \frac{400 - 2(40)}{3} - 22 = 85 > d_b$$

Sehingga kondisi pasal 12.2.2 terpenuhi dan panjang penyaluran untuk batang tulangan ulir dalam kondisi tarik, tidak boleh kurang dari 300 mm yang ditentukan dengan persamaan berikut:

$$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

Dimana:

$\Psi_t = 1.3$ (bila tulangan horizontal dipasang sehingga lebih dari 300 mm beton segar dicor di bawah panjang penyaluran atau sambungan).

$\Psi_e = 1.0$ (untuk tulangan tidak dilapisi)

$\lambda = 1.0$ (untuk beton normal)

$d_b = 22$ mm

Maka,

$$l_d = \left(\frac{400 \cdot 1.3 \cdot 1.0}{1.7 \cdot 1.0 \cdot \sqrt{45}} \right) 22 = 1003 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 12.15.1, panjang minimum sambungan untuk sambungan lewatan tarik harus seperti disyaratkan untuk sambungan kelas A atau

B. Karena seluruh tulangan pada panjang lewatan di sambung, maka sambungan termasuk kelas B.

Sehingga dipakai panjang penyaluran tulangan tarik,

$$1.3l_d = 1.3 \times 1003 \text{ mm} = 1303,9 \approx 1350 \text{ mm}$$

4.7.3 Perencanaan Kolom

Kolom adalah salah satu komponen struktur vertikal yang secara khusus difungsikan untuk memikul beban aksial tekan (dengan atau tanpa adanya momen lentur) yang berasal dari pelat lantai atau atap dan menyalurkannya ke pondasi (Agus 2016).

A. Data Perencanaan Kolom

Dimensi

Basement – Lantai 7	= 90 x 90 cm
Lantai 8 – Lantai 15	= 80 x 80 cm
Lantai 16 – Lantai 23	= 70 x 70 cm
Tinggi kolom	= 400 cm
Tinggi bersih kolom	= 340 cm
Decking	= 40 cm
Diameter Tul.Utama	= D25
Diameter Tul.Sengkang	= D13
Mutu Beton (f_c)	= 45 Mpa
Mutu Tulangan (f_y)	= 400 Mpa

Kolom yang ditinjau adalah kolom K1 pada as C/6 di lantai 1. Dari hasil analisis menggunakan program bantu ETABS didapatkan nilai terbesar sebagai berikut:

$$P_u = 8387.93 \text{ kN}$$

$$M_u = 304.04 \text{ kN}$$

B. Kontrol Dimensi Kolom

$$\begin{aligned} A_g f'_c / 10 &= (900 \times 900) \times (45) / 10 \\ &= 3645000 \text{ N} = 3645 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka,

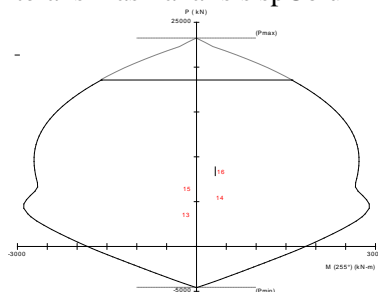
$$8387 \text{ kN} > 3645 \text{ kN}.. (\text{Ok})$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1, komponen struktur yang memikul lentur dan gaya aksial yang diakibatkan oleh beban gempa bumi, serta beban aksial terfaktor yang bekerja melebihi $A_g f'_c / 10$, harus memenuhi persyaratan ukuran penampang sebagai berikut:

- Ukuran penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui titik pusat geometris penampang tidak kurang dari 300 mm.
 $900 \text{ mm} > 300 \text{ mm}.. (\text{Ok})$
- Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurusnya tidak kurang dari 0.4.
 $900 / 900 = 1 > 0.4.. (\text{Ok})$

C. Perencanaan Tulangan Longitudinal Kolom

Untuk merencanakan tulangan longitudinal kolom akan digunakan program bantu spColumn dimana nantinya akan dimasukkan gaya dalam berfaktor dan akan direncanakan diameter dan jumlah tulangan yang akan digunakan. Diagram interaksi hasil analisis spColumn sebagai berikut:



Gambar 4.35 Diagram Interaksi Kolom Tipe K1

Dari hasil analisa program spColumn didapatkan untuk kolom lantai dasar menggunakan tulangan longitudinal 20D25.

D. Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.3.1, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ (1%) atau lebih dari $0.06A_g$ (6%).

Dari hasil analisis menggunakan program spColumn didapat rasio tulangan memanjang kolom sebesar 1.26%.

$$1\% < 1.26\% < 6\% \text{.. (Ok)}$$

E. Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisis struktur.

$$\phi P_n(\max) = 0.8 \times \phi \times [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Dimana:

$$A_g = 900 \times 900 = 810000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 1.26\% \times A_g = 10206 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi P_n(\max) &= 0.8 \times \phi \times [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \\ &= 0.8 \times 0.65 \times [0.85 \times 45 \times (799794) + 400 \times 10206] \\ &= 18030.75 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned} \phi P_n(\max) &> P_u \\ 18030.75 \text{ kN} &> 8387.93 \text{ kN.. (Ok)} \end{aligned}$$

F. Persyaratan *Strong Column Weak Beam*

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa:

$$\Sigma M_{nc} \geq (1.2) \Sigma M_{nb}$$

ΣM_{nc} adalah jumlah kuat momen nominal dari kolom di muka sisi atas dan bawah HBK dari hasil penulangan terpasang akibat kombinasi beban terfaktor. Kuat momen ini harus dicek pada beban aksial maksimum dan minimum yang memberikan kuat momen terendah.

$$\Sigma M_{nc} = M_{n.top} + M_{n.bottom}$$

ΣM_{nb} adalah jumlah kuat momen nominal dari balok di muka sisi kanan dan kiri HBK. Pada balok T, baiknya tulangan yang berada di lebar efektif flens diperhitungkan pada M_{nb} .

$$\Sigma M_{nb} = M_n^+ + M_n^-$$

Menghitung ΣM_{nb}

$$A_s \text{ atas} = 5D22 = 1900.7 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ bawah} = 3D22 = 1140.4 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= 600 - 40 - 13 - (0.5 \times 22) \\ &= 536 \text{ mm} \end{aligned}$$

Besarnya M_n^+ adalah

$$a = \frac{1900.7 \times 400}{0.85 \times 45 \times 400} = 49.69 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n^+ &= 1900.7 \times 400 \times \left(536 - \frac{49.69}{2} \right) \\ &= 388613262.6 \text{ N.mm} = 388.61 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Besarnya M_n^- adalah

$$a = \frac{1140.4 \times 400}{0.85 \times 45 \times 400} = 29.81 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n^- &= 0.80 \times 1140.4 \times 400 \times \left(536 - \frac{29.81}{2} \right) \\ &= 237701318.5 \text{ N.mm} = 237.7 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nb} &= M_n^+ + M_n^- \\ &= 388.61 + 237.7 = 626.31 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai ΣM_{nc} diperoleh dengan bantuan diagram interaksi kolom hasil analisis program bantu pcaColumn.

Sehingga diperoleh:

$$\Sigma M_{nc} = M_{n.top} + M_{n.bottom}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &= 2686.9 \text{ kN} + 2660.5 \text{ kN} \\ &= 5347.4 \text{ kN}\end{aligned}$$

Maka,

$$\Sigma M_{nc} \geq (1.2)\Sigma M_{nb}$$

$$5347.4 \text{ kN} \geq (1.2) 626.31 \text{ kN}$$

$$5347.4 \text{ kN} \geq 751.577 \text{ kN.. (Ok)}$$

Maka persyaratan *strong column weak beam* terpenuhi.

G. Penentuan Daerah Sendi Plastis

Daerah sendi plastis ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1, yang menyatakan bahwa panjang l_o tidak boleh kurang dari yang terbesar dari persyaratan berikut:

1. Tinggi komponen struktur pada muka *joint* atau pada penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi.

$$l_o > h = 900 \text{ mm}$$

2. Seperenam bentang bersih komponen struktur.

$$l_o > 1/6 l_n = 1/6 \times 3400 = 566.67 \text{ mm}$$

3. 450 mm

Diambil daerah sendi plastis (l_o) sepanjang 1000 mm.

Spasi tulangan transversal sepanjang sendi plastis ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3, bahwa spasi tulangan transversal sepanjang l_o komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari persyaratan berikut:

1. Seperempat dimensi komponen struktur minimum

$$\frac{1}{4} b = \frac{1}{4} \times 900 \text{ mm} = 225 \text{ mm}$$

2. Enam kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil

$$6 d_b = 6 \times 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

3. s_o , seperti didefinisikan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} s_o &= 100 + \left(\frac{350 - hx}{3} \right) \\ &= 100 + \left(\frac{350 - 0.5(900 - 2(40 + 13/2))}{3} \right) \\ &= 82.167 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Namun nilai s_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm.

Maka diambil spasi tulangan transversal = 100 mm.

H. Pengekangan Kolom di Daerah Sendi Plastis

Kebutuhan pengekangan di daerah sendi plastis ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4, yang menyatakan luas penampang total tulangan sengkang persegi, A_{sh} , tidak boleh kurang dari yang disyaratkan berikut:

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0.3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ A_{sh} &= 0.09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \end{aligned}$$

Dimana:

s = Spasi tulangan transversal (mm)

b_c = Dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekan (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm²)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal

f_{yt} = kuat leleh tulangan transversal

Dengan $s = 100$ mm ; $f_{yt} = 400$ Mpa ; decking = 40 mm dan diameter sengkang = 13 mm, maka diperoleh:

$$b_c = b - 2d' - 2 \times \left(\frac{1}{2} D_{\text{sengkang}} \right) \\ = 900 - (2 \times 40) - (2 \times \frac{1}{2} \times 13) = 807 \text{ mm}$$

$$A_g = 900 \times 900 = 810000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (900 - (2 \times 40))^2 = 672400 \text{ mm}^2$$

Maka,

$$A_{sh} = 0.3 \frac{100 \cdot 807 \cdot 45}{400} \left[\left(\frac{810000}{672400} \right) - 1 \right] = 558.05 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{100 \cdot 807 \cdot 45}{400} = 818.1 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan,

$$n = \frac{A_{sh}}{A_{s.\text{sengkang}}} = \frac{818.1}{132.73} = 6.16 \approx 6 \text{ buah}$$

Maka dipakai 6 D 13 – 100 pada kolom.

I. Penulangan Transversal Terhadap Gaya Geser

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (*joints*) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada M_{pr} komponen struktur transversal yang merangka ke dalam

joint. Dalam V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur. M_{pr} ditentukan dengan mengasumsikan tegangan tarik dalam batang tulangan longitudinal sebesar paling sedikit $1.25f_y$ dan faktor reduksi kekuatan ϕ sebesar 1.0 Nmm. Sehingga nilai f_y untuk analisis geser sebesar:

$$1.25f_y = 1.25 \times 400 = 500 \text{ Mpa}$$

Gaya geser yang bekerja di sepanjang bentang kolom (V_u) ditentukan dari M_{pr}^+ dan M_{pr}^- balok yang menyatu dengan kolom tersebut.

Perhitungan M_{pr}^+ dengan tulangan 5D22 ($A_s = 1900.66 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s \times 1.25f_y}{0.85 \times f_c \times b} = \frac{1900.66 \times (1.25 \times 400)}{0.85 \times 45 \times 400} = 62.11 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= A_s \times (1.25f_y) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1900.66 \times (1.25 \times 400) \times \left(536 - \frac{62.11}{2} \right) \\ &= 479864381.9 \text{ Nmm} = 479.86 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan M_{pr}^- dengan tulangan 3D22 ($A_s = 1140.4 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s \times 1.25f_y}{0.85 \times f_c \times b} = \frac{1140.4 \times (1.25 \times 400)}{0.85 \times 45 \times 400} = 37.27 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- &= A_s \times (1.25f_y) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1140.4 \times (1.25 \times 400) \times \left(536 - \frac{37.27}{2} \right) \\ &= 295001523 \text{ Nmm} = 295.00 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka,

$$V_u = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} = \frac{479.86 + 295}{4 - 0.6} = 227.9 \text{ kN}$$

Besarnya V_u tersebut harus dibandingkan dengan V_c , yaitu gaya geser yang diperoleh dari M_{pr} kolom. Cara memperoleh M_{pr} kolom memakai bantuan diagram interaksi kolom dengan program *pcaColumn*.

$$f_s = 1.25f_y = 1.25 \times 400 = 500 \text{ Mpa}$$

Dari hasil analisis dengan menggunakan *pcaColumn* diperoleh $M_{pr} = 3205.13 \text{ kNm}$

Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama, maka:

$$V_e = \frac{2M_{pr}}{l_n} = \frac{2 \times 3205.13}{4 - 0.6} = 1885.37 \text{ kN}$$

Ternyata $V_e > V_u \rightarrow 1885.37 \text{ kN} > 227.9 \text{ kN}$, perencanaan geser memenuhi syarat dipakai $V_u = 1885.37 \text{ kN}$

Besarnya V_u tersebut akan ditahan oleh kuat geser beton (V_c) dan kuat tulangan geser (V_s).

Nilai V_c harus dianggap = 0 sesuai SNI-2847-2013 Pasal 21.6.5.2, apabila:

1. $50\% V_e > V_u$
 $942.69 \text{ kN} > 227.9 \text{ kN}$
 2. $P_u < A_g f'_c / 10$
 $8387 \text{ kN} > 3645 \text{ kN}$
- Maka, $V_c \neq 0$.

Untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial,

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\begin{aligned}
&= 0.17x \left(1 + \frac{8387000}{14x810000} \right) x 1x\sqrt{45}x900x(834.5) \\
&= 1490021.301 \text{ N} = 1490.021 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 1490.021 = 1117.52 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - \phi V_c = \frac{1885.37}{0.75} - 1117.52 = 1396.31 \text{ kN}$$

Digunakan tulangan sengkang 4 D 13 ($A_s = 530.93 \text{ mm}^2$), maka jarak ditentukan dari nilai yang terkecil antara:

$$s = \frac{A_s f_y d}{V_s} = \frac{530.93x400x834.5}{1396310} = 126.92 \text{ mm}$$

serta syarat jarak maksimal menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5 adalah

$$s_1 = 6 d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$s_2 = 150 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak sengkang 125 mm, sehingga digunakan sengkang 4 D 13 – 125 di luar sendi plastis.

J. Panjang Lewatan pada Sambungan Tulangan Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 12.3, panjang penyaluran untuk batang tulangan ulir dalam kondisi tekan, tidak boleh kurang dari 200 mm yang ditentukan dalam kedua persamaan berikut:

$$\begin{aligned}
l_{dc} &= \left(\frac{0.24 \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{45}} \right) d_b = \left(\frac{0.24 \cdot 400}{1.0 \cdot \sqrt{45}} \right) 25 \\
&= 357.77 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \\
l_{dc} &= 0.043 f_y d_b = 0.043 \times 400 \times 25 \\
&= 430 \text{ mm} > 200 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Diambil nilai yang terbesar dari kedua persamaan diatas, sehingga dipakai, $l_{dc} = 430 \text{ mm} \approx 450 \text{ mm}$

K. Kontrol Kebutuhan Penulangan Torsi Kolom

Perencanaan penulangan torsi mengacu pada SNI 2847:2013 Pasal 11.5. Dan menurut pasal 11.5.1, pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor kurang dari:

$$T_u < \phi \cdot 0.083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33A_g \lambda \sqrt{f'c}}}$$

Dimana:

A_{cp} = luas penampang

P_{cp} = keliling penampang

λ = 1 (beton normal)

ϕ = 0.75

Dari hasil analisis menggunakan program bantu ETABS, didapat nilai-nilai sebagai berikut:

T_u = 11.01 kN.m

N_u = 8387.93 kN

Kontrol kebutuhan torsi:

$A_{cp} = b \times h = 900 \times 900 = 810000 \text{ mm}^2$

$P_{cp} = 2(b+h) = 2 \times (900+900) = 3600 \text{ mm}$

$$0.75 \times 0.083 \times 1 \times \sqrt{45} \times \left(\frac{810000^2}{3600} \right) \sqrt{1 + \frac{8387930}{0.33 \times 810000 \times \sqrt{45}}}$$

$$= 181345366.1 \text{ N.mm} = 181.345 \text{ kN.m}$$

Maka,

11.01 kN.m < 181.345 kN.m.. (Tidak perlu tulangan torsi)

Dilakukan perhitungan dengan cara yang sama untuk kolom tipe K2 dan K3, sehingga diperoleh hasil sebagai berikut:

Tabel 4.35 Resume Penulangan Kolom

Kolom		K1	K2	K3
Dimensi		900x900	800x800	700x700
Tul.Utama		20D25	20D22	20D22
Senggang	Tumpuan	6D13 - 100	6D13 - 100	6D13 - 100
	Lapangan	4D13 - 125	4D13 - 125	4D13 - 125
Decking		40 mm	40 mm	40 mm

4.7.4 Hubungan Balok Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.7.4, untuk beton berat normal, V_n untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka tidak boleh diambil yang lebih besar dari nilai yang ditetapkan sebagai berikut:

$$V_n = 1.7 \sqrt{f'_c} A_j$$

Dimana:

h = panjang kolom (900 mm)

b = lebar kolom (900 mm)

A_j = luas *joint* efektif ($h \times b$)

$A_j = h \times b$

$$= 900 \times 900 = 810000 \text{ mm}^2$$

Maka,

$$V_n = 1.7 \sqrt{45} 810000 = 3803551.63 \text{ N} = 3803.55 \text{ kN}$$

A. Penulangan Transversal pada HBK

Dalam perencanaan HBK ini balok yang ditinjau adalah balok dengan lebar 400 mm, yang mana lebar balok ini lebih kecil dari $\frac{3}{4}$ lebar kolom ($400 \text{ mm} < \frac{3}{4} 900 = 675 \text{ mm}$), sehingga harus memenuhi pasal 21.7.3.1. Karena kolom dapat dianggap terkekang bila ada empat balok yang merangka pada keempat sisi HBK tersebut, maka berdasarkan hasil perhitungan perencanaan kolom pada perhitungan sebelumnya, tulangan transversal kolom 6D13 dengan $A_s = 796.39 \text{ mm}^2$ digunakan pada perhitungan ini.

B. Kuat Geser HBK

Dari perhitungan sebelumnya didapat:

M_{pr}^+ dengan tulangan 5D22 ($A_s = 1900.66 \text{ mm}^2$)

$$A = \frac{A_s \times 1.25 f_y}{0.85 \times f_c \times b} = \frac{1900.66 \times (1.25 \times 400)}{0.85 \times 35 \times 400} = 79.86 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= A_s \times (1.25 f_y) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1900.66 \times (1.25 \times 400) \times \left(536 - \frac{79.86}{2} \right) \\ &= 471430203.1 \text{ Nmm} = 471.43 \text{ kNm} \end{aligned}$$

M_{pr}^- dengan tulangan 3D22 ($A_s = 1140.4 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s \times 1.25 f_y}{0.85 \times f_c \times b} = \frac{1140.4 \times (1.25 \times 400)}{0.85 \times 35 \times 400} = 47.92 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- &= A_s \times (1.25 f_y) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1140.4 \times (1.25 \times 400) \times \left(536 - \frac{47.92}{2} \right) \\ &= 291965208 \text{ Nmm} = 291.97 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya geser pada kolom, V_{kolom} , dapat dihitung berdasarkan nilai M_{pr}^+ dan M_{pr}^- dibagi dengan setengah tinggi kolom atas (h_1) ditambah setengah tinggi kolom bawah (h_2). Jika dituliskan dalam bentuk persamaan adalah:

$$V_{kolom} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2}} = \frac{471.43 + 291.97}{\frac{4}{2} + \frac{4}{2}} = 190.85 \text{ kN}$$

Gaya geser terfaktor yang timbul pada hubungan balok-kolom dapat dihitung dengan menggunakan persamaan

$$V_u = T_1 + T_2 - V_{kolom}$$

Dimana:

$$T_1 = 1.25 A_s f_y = 1.25 \times 1900.66 \times 400 = 950330 \text{ N}$$

$$T_2 = 1.25 A_s f_y = 1.25 \times 1140.4 \times 400 = 570200 \text{ N}$$

Sehingga diperoleh:

$$\begin{aligned} V_u &= T_1 + T_2 - V_{kolom} \\ &= 950330 + 570200 - 168800 \\ &= 1351730 \text{ N} = 1351.73 \text{ kN} \end{aligned}$$

C. Kontrol Kuat Geser HBK

$$V_n = 3803.55 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times 3803.55 \text{ kN} = 2852.66 \text{ kN}$$

Maka,

$$\begin{aligned} \phi V_n &> V_u \\ 2852.66 \text{ kN} &> 1351.73 \text{ kN}.. (\text{Ok}) \end{aligned}$$

4.7.5 Perencanaan Dinding Geser

A. Data Perencanaan Dinding Geser

$$\text{Tebal dinding} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Decking} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Utama} = \text{D25}$$

$$\text{Tulangan Sengkang} = \text{D13}$$

$$\text{Mutu tul.Utama} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu tul.Sengkang} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 45 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tinggi lantai} = 4000 \text{ mm}$$

Pada perencanaan dinding geser ini, yang akan ditinjau adalah dinding geser tipe U yang berada pada as A-B/8-9. Berdasarkan hasil analisis dengan ETABS, didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada dinding geser berikut:

Tabel 4.36 Hasil Analisis ETABS untuk Dinding Geser Tipe U

Kombinasi Beban	P	M1	M2
	kN	kN-m	kN-m
1.4D	26505.78	-10349.3	117.3422
1.2D + 1.6L + 0.5Lr	27448.81	-10560.9	116.3182
1.2D + 1.6Lr + 1L	25984.26	-10050.9	102.0656
0.9D + 1E _{RSP X} Max	19077.23	-2490.78	40369.09
0.9D + 1E _{RSP X} Min	15001.63	-10815.4	-40218.2
1.2D + 1L + 1E _{RSP X} Max	27878.04	-5830.88	40399.62
1.2D + 1L + 1E _{RSP X} Min	23802.44	-14155.5	-40187.7
0.9D + 1E _{RSP Y} Max	20719.45	6475.518	13791.39
0.9D + 1E _{RSP Y} Min	13359.40	-19781.7	-13640.5
1.2D + 1L + 1E _{RSP Y} Max	29520.27	3135.42	13821.91
1.2D + 1L + 1E _{RSP Y} Min	22160.22	-23121.8	-13610

B. Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3.1, tebal dinding penumpu tidak boleh kurang dari $1/25$ tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang mana yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

$$\text{Panjang bentang} = 600 \text{ cm}$$

$$\text{Tinggi} = 400 \text{ cm}$$

$$t > 1/25 H = 1/25 \times 400 \text{ cm} = 16 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

$$t > 1/25 L = 1/25 \times 600 \text{ cm} = 24 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

$$t > 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

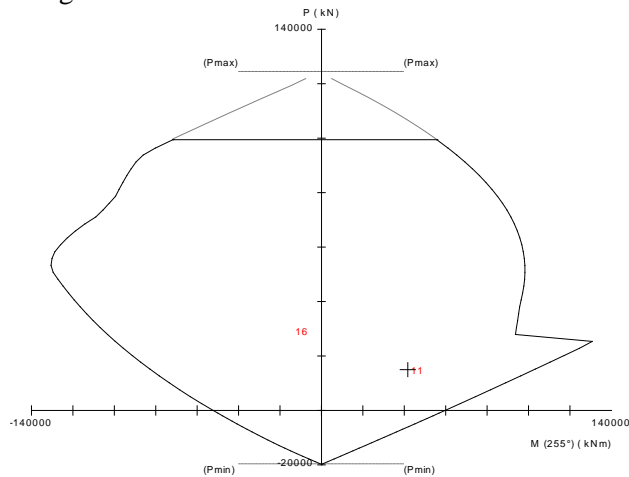
Maka ketebalan dinding geser sudah memenuhi SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3.1

C. Kapasitas Dinding Geser dalam Menahan Kombinasi Beban Lentur dan Aksial

Untuk memeriksa apakah ketebalan dinding geser serta tulangan longitudinal yang kita tentukan sudah cukup dalam menahan kombinasi beban aksial dan lentur digunakan program bantu spColumn, dimana nantinya akan dimasukkan gaya-gaya dalam berfaktor dan akan

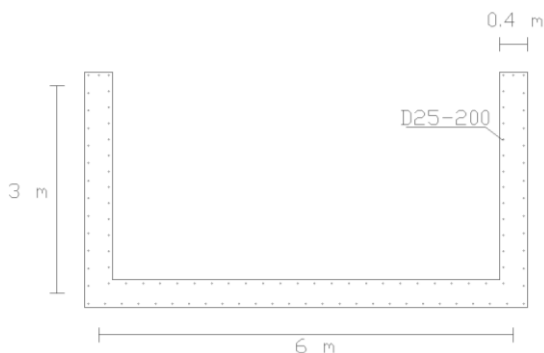
direncanakan diameter dan jumlah tulangan yang akan digunakan. Sehingga akan diperoleh suatu diagram interaksi dari dinding geser tersebut.

Didapat diagram interaksi hasil analisis spColumn sebagai berikut:



Gambar 4.36 Diagram Interaksi Dinding Geser Tipe U

Dari hasil analisis program spColumn didapatkan untuk dinding geser tipe U menggunakan tulangan longitudinal D25-200 yang dapat dilihat seperti gambar berikut:



Gambar 4.37 Desain Penampang Dinding Geser Tipe U

D. Kapasitas Dinding Geser dalam Menahan Beban Geser
Output hasil analisa ETABS dalam mengevaluasi kapasitas dinding geser dalam menahan kombinasi beban geser dapat dilihat sebagai berikut, bahwa pada Leg/Panel 2 lebih kritis dalam menerima beban geser terbesar, yaitu akibat kombinasi beban 9 (1.2D + 1L + 1E_{RSP X}).

Tabel 4.37 Hasil Analisis ETABS untuk Beban Geser pada Dinding Geser Tipe U

Station Location	ID	Rebar mm ² /m	Shear Combo	P _u kN	M _u kN-m	V _u kN
Top	Leg 1	1000	Comb9 Y	4245.2602	1734.7866	690.7418
Top	Leg 2	1000	Comb9 X	10550.2745	8886.9237	1610.2445
Top	Leg 3	1000	Comb9 Y	4652.9436	1854.8724	583.8378
Bottom	Leg 1	1000	Comb8 Y	1531.8762	3301.2263	659.6422
Bottom	Leg 2	1000	Comb9 X	10542.204	12300.8024	1519.9241
Bottom	Leg 3	1000	Comb9 Y	4451.6767	3305.1172	533.7501

1. Menentukan kuat geser yang dihasilkan beton

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.6, V_c diambil yang terkecil dari persamaan-persamaan berikut:

$$V_c = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w}$$

$$V_c = \left[0.05\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.1\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.4, nilai d harus diambil sama dengan $0.8l_w$. Sedangkan h adalah ketebalan total dinding geser.

$$l_w = 6400 \text{ mm}$$

$$d = 0.8 \times 6400 = 5120 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$P_u = 10542.204 \text{ kN}$$

$$M_u = 12300.8024 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 1519.924 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.27 \times 1 \times \sqrt{45} \times 400 \times 5120 + \frac{10542.204 \times 5120}{4 \times 6400} \\ &= 3709368 \text{ N} + 2108440.8 \text{ N} \\ &= 5817809 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_c =$$

$$\begin{aligned} &\left[0.05 \times 1 \times \sqrt{45} + \frac{6400 \left(0.1 \times 1 \times \sqrt{45} + 0.2 \frac{10542.204}{6400 \times 400} \right)}{\frac{12300.8024}{1519.924} - \frac{6400}{2}} \right] 400 \times 5120 \\ &= 1.213 \times 2048000 \text{ N} = 2484216 \text{ N} \end{aligned}$$

Maka diambil nilai terkecil, $V_c = 2484216 \text{ N}$

2. Merencanakan tulangan

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.8 bila V_u kurang dari $0.5\phi V_c$, maka tulangan harus disediakan sesuai dengan pasal 11.9.9 atau pasal 14. Bila V_u melebihi dari $0.5\phi V_c$, maka tulangan dinding untuk menahan geser harus disediakan sesuai dengan pasal 11.9.9.

$$\text{Maka, } \frac{\phi V_c}{2} = \frac{0.6 \times 2484216}{2} = 745264.9 \text{ N}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} > V_u$$

$$745264.9 \text{ N} < 1519924 \text{ N..}$$

Sehingga harus dipasang tulangan sesuai SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.

Direncanakan tulangan geser 2D13 ($A_s = 265.46 \text{ mm}^2$) dan spasi tulangan geser tidak boleh melebihi yang terkecil dari berikut:

$$l_w / 5 = 12000 / 5 = 2400 \text{ mm}$$

$$3h = 3 \times 400 = 1200 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm}$$

Maka direncanakan tulangan geser 2D13 – 250 mm

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{265.46 \times 400 \times 5120}{250} = 2174686 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n = \phi (V_c + V_s) &= 0.60 \times (2484216 + 2174686) \\ &= 2795341.39 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$1519924 \text{ N} < 2795341.39 \text{ N.. (Ok)}$$

3. Ketentuan-ketentuan tambahan khusus untuk dinding geser penahan gempa

- a. Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2, paling sedikit dua tirai tulangan harus digunakan pada suatu dinding jika V_u melebihi $0.17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$

Maka,

$$V_u > 0.17 \times (6400 \times 400) \times 1 \times \sqrt{45}$$

$$1519924 \text{ N} < 2919410.35 \text{ N..}$$

Karena $0.17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$ lebih besar dari V_u maka cukup dipasang dua tirai dan karena telah direncanakan 2D13–250 mm maka sudah memenuhi pasal tersebut.

- b. Batas kuat geser menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.4.4

$$\phi 0.66A_{cv}\sqrt{f'_c} > V_u$$

$$0.6 \times 0.66 \times (6400 \times 400) \times \sqrt{45} > 1519924 \text{ N}$$

$$6800508 \text{ N} > 1519924 \text{ N.. (Ok)}$$

- c. Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.1, rasio tulangan transversal tidak kurang dari 0.0025, kecuali bahwa jika V_u tidak melebihi $0.083\lambda A_{cv}\sqrt{f'_c}$ dan spasi tulangan masing-masing lapis tidak lebih dari 450 mm.

Cek nilai V_u

$$V_u < 0.083 \times 1 \times 6400 \times 400 \times \sqrt{45}$$

$$1519924 \text{ N} > 1425359 \text{ N}$$

Karena nilai V_u melebihi $0.083\lambda A_{cv}\sqrt{f'_c}$ maka rasio tulangan transversal harus tidak kurang dari 0.025.

- 1) Rasio tulangan transversal (2D13 – 250 mm) :

$$\frac{265.46}{400 \times 250} = 0.00265 < 0.0025 \text{ ..(Ok)}$$

- 2) Jarak antar tulangan transversal adalah 250 mm
- $$250 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm.. (Ok)}$$

E. Kapasitas Komponen Batas Dinding Geser

Dari hasil analisis ETABS diperoleh sebagai berikut:

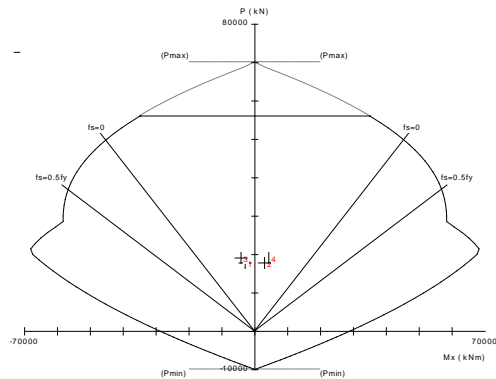
Tabel 4.38 Hasil analisis ETABS untuk *Boundary Element*
(Komponen Batas)

Station Location	ID	Edge Length (mm)	Governing Combo	P_u kN	M_u kN-m
Top-Left	Leg 1	0	Comb9 X	10684.1721	-363.3143
Top-Right	Leg 1	0	Comb9 X	10684.1721	671.2874
Top-Left	Leg 2	0	Comb9 Y	17825.924	-2957.8604
Top-Right	Leg 2	0	Comb9 Y	17825.924	2949.5583
Top-Left	Leg 3	0	Comb9 X	11347.3563	-369.9967
Top-Right	Leg 3	0	Comb9 X	11347.3563	754.8668
Bottom-Left	Leg 1	0	Comb9 X	11357.897	-922.9574
Bottom-Right	Leg 1	0	Comb9 X	11357.897	1080.5836
Bottom-Left	Leg 2	0	Comb9 Y	19113.5515	-4218.124
Bottom-Right	Leg 2	0	Comb9 Y	19113.5515	4236.2941
Bottom-Left	Leg 3	0	Comb9 X	11875.2037	-979.0153
Bottom-Right	Leg 3	0	Comb9 X	11875.2037	1138.6765

Lalu dilakukan perhitungan menggunakan program bantu spColumn pada leg 2 dinding geser tipe U dan didapat hasil sebagai berikut:



Gambar 4.38 Penampang Leg 2 Dinding Geser Tipe U



Gambar 4.39 Diagram Interaksi Leg 2 Dinding Geser Tipe U

Dari hasil analisis menggunakan spColumn diperoleh:

$$c = 2237 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.2 bahwa dinding geser harus diperkuat dengan elemen pembatas khusus dimana

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)}, (\delta_u / h_w) \text{ tidak boleh kurang dari } 0.007$$

Maka,

$$\frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)} = \frac{6400}{600(0.007)} = 1523.81 \text{ mm} < 2237 \text{ mm}$$

Karena c yang dihasilkan oleh gaya dalam hasil analisis struktur lebih besar dari yang persyaratan, sehingga leg atau panel harus diperkuat dengan elemen pembatas.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.4(a), elemen pembatas harus menerus secara horisontal dari serat tekan terluar tidak kurang dari berikut:

$$\begin{aligned} (c - 0.1l_w) &= (2237 - 0.1 \times 6400) = 1597 \text{ mm} \\ c / 2 &= 2237 / 2 = 1118.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga elemen pembatas harus dipasang minimal sejauh 1597 mm.

Direncanakan sengkang 3D16–100 mm ($A_s = 603.18 \text{ mm}^2$).

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.4, rasio tulangan elemen pembatas tidak boleh kurang dari yang disyaratkan pada Pasal 21.6.4.4(a), yaitu sebesar:

$$\rho = \frac{0.12 f'_c}{f_{yh}} = \frac{0.12 \times 45}{400} = 0.0135$$

$$\rho_{\text{terpasang}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{603.18}{400 \times 100} = 0.015 > 0.0135..$$

(Ok)

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4(b) bahwa luas tulangan sengkang tidak boleh kurang dari :

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

Dimana:

s = Spasi tulangan transversal (mm)

b_c = Dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm²)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal

f_{yt} = kuat leleh tulangan transversal

Dengan $s = 100$ mm ; $f_{yt} = 400$ Mpa ; decking = 40 mm dan diameter sengkang = 16 mm, maka diperoleh:

$$b_c = b - 2d' - 2 \times \left(\frac{1}{2} D_{\text{sengkang}} \right) \\ = 400 - (2 \times 40) - (2 \times \frac{1}{2} \times 16) = 304 \text{ mm}$$

$$A_g = 2237 \times 400 = 894800 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (2237 - (2 \times 40)) \times ((400 - (2 \times 40))) \\ = 690240 \text{ mm}^2$$

Maka,

$$A_{sh} = 0.3 \frac{100 \cdot 304 \cdot 45}{400} \left[\left(\frac{894800}{690240} \right) - 1 \right] = 304.07 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{100 \cdot 304 \cdot 45}{400} = 307.8 \text{ mm}^2$$

Digunakan nilai yang terbesar, $A_{sh} = 307.8 \text{ mm}^2$

Direncanakan sengkang 3D16 ($A_s = 603.18 \text{ mm}^2$)

$$A_{sh} < A_{s \text{ pakai}}$$

$$307.8 \text{ mm}^2 < 603.18 \text{ mm}^2 \text{ .. (Ok)}$$

4.8 Perencanaan Pondasi

4.8.1 Umum

Pondasi merupakan bagian dari struktur bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan berfungsi untuk menyalurkan beban-beban yang diterima dari struktur atas ke lapisan tanah (Agus 2016).

Pada perencanaan ini, pondasi direncanakan menggunakan PC *Spun Pile* dari Wika CLT dengan spesifikasi sebagai berikut:

<i>Size</i>	= 800 mm
<i>Thickness</i>	= 120 mm
<i>Class</i>	= A1
<i>Allowable Compression</i>	= 415 ton
<i>Bending Moment Crack</i>	= 40 ton.m
<i>Bending Moment Break</i>	= 60 ton.m

Karena pada perencanaan ini menggunakan *pile raft foundation*, maka digunakan jumlah total dari reaksi atau gaya-gaya dalam yang terjadi di seluruh perletakkan. Diambil nilai yang terbesar dari kombinasi pembebanan $1D+1L+1E_x$ dan $1D+1L+1E_y$. Sehingga dari hasil analisa menggunakan program bantu ETABS, didapat nilai-nilai sebagai berikut:

P_u	= 47085.19 ton
M_x	= 1541.81 ton.m
M_y	= 1266.39 ton.m
H_x	= 957.61 ton
H_y	= 1144.99 ton

4.8.2 Daya Dukung Tiang Pancang

Dalam merencanakan daya dukung tanah ini dilakukan berdasarkan hasil uji SPT (*Standard Penetration Test*) dengan menggunakan metode Luciano Decourt. Perhitungan daya dukung tanah dilakukan dengan mengacu pada persamaan 3.183 sampai 3.190. Selanjutnya perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal disajikan dalam tabel berikut:

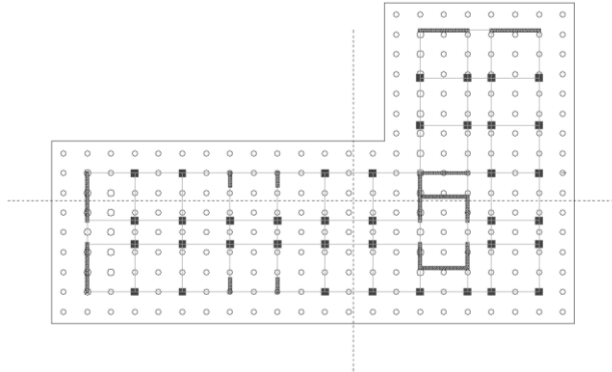
Tabel 4.39 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

H	N-SPT	K	Np	Ap	Ns	As	Qult	Qd	Ek	Jumlah tiang	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
2	6	12	3.33	0.503	6.00	5.027	35.186	11.73	0.7	5735	buah
4	4	12	5.33	0.503	5.00	10.053	58.978	19.66	0.7	3421	buah
6	6	12	6.00	0.503	5.33	15.080	78.079	26.03	0.7	2584	buah
8	8	20	6.00	0.503	6.00	20.106	120.637	40.21	0.7	1673	buah
10	4	20	8.33	0.503	5.60	25.133	155.823	51.94	0.7	1295	buah
12	13	20	11.33	0.503	6.83	30.159	212.791	70.93	0.7	948	buah
14	17	25	15.00	0.503	8.29	35.186	320.861	106.95	0.7	629	buah
16	15	25	19.00	0.503	9.13	40.212	401.286	133.76	0.7	503	buah
18	25	25	23.00	0.503	10.89	45.239	498.466	166.16	0.7	405	buah
20	29	25	34.67	0.503	12.70	50.265	698.690	232.90	0.7	289	buah
22	50	25	36.00	0.503	16.09	55.292	804.248	268.08	0.7	251	buah
24	29	25	40.00	0.503	17.17	60.319	908.130	302.71	0.7	222	buah
26	41	20	40.00	0.503	19.00	65.345	881.321	293.77	0.7	229	buah
28	50	25	42.67	0.503	21.21	70.372	1104.165	368.06	0.7	183	buah
30	37	20	43.50	0.503	22.27	75.398	1072.330	357.44	0.7	188	buah
32	18	20	25.00	0.503	22.00	80.425	921.534	307.18	0.7	219	buah
34	20	20	19.00	0.503	21.88	85.451	899.752	299.92	0.7	224	buah
36	25	20	25.00	0.503	22.06	90.478	1006.985	335.66	0.7	200	buah
38	30	20	27.50	0.503	22.47	95.504	1087.410	362.47	0.7	186	buah
40	25	20	27.33	0.503	22.60	100.531	1132.649	377.55	0.7	178	buah
42	27	20	26.00	0.503	22.81	105.558	1169.510	389.84	0.7	173	buah
44	30	25	35.67	0.503	23.14	110.584	1411.622	470.54	0.7	143	buah
46	50	20	40.00	0.503	24.30	115.611	1454.348	484.78	0.7	139	buah
48	45	25	48.33	0.503	25.17	120.637	1740.023	580.01	0.7	116	buah
50	50	20	47.50	0.503	26.16	125.664	1698.973	566.32	0.7	119	buah

Dari tabel tersebut, untuk merencanakan tiang pancang diambil pada kedalaman 24 m dan didapat sebanyak minimal 222 buah tiang pancang.

4.8.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 800 mm dan digunakan konfigurasi tiang pancang sebanyak 254 buah seperti pada gambar berikut:



Gambar 4.40 Konfigurasi Rencana Tiang Pancang

Jarak antar tiang :

$$\begin{aligned} 2.5D \text{ s/d } 5D &= (2.5 \times 0.8) \text{ s/d } (5 \times 0.8) \\ &= 2 \text{ m s/d } 4 \text{ m} \end{aligned}$$

Jarak tiang ke tepi :

$$\begin{aligned} \text{Minimal } 1D &= (1 \times 0.8) \\ &= 0.8 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga diambil jarak antar tiang,

$$S_x = 3 \text{ m}$$

$$S_y = 2.5 \text{ m}$$

Dan jarak tiang ke tepi,

$$S_1 = 1 \text{ m}$$

Efisiensi daya dukung kelompok tiang :

Menggunakan persamaan Converse – Labarre seperti pada persamaan 3.189.

$$E_k = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \right]$$

Dimana,

m : jumlah tiang dalam baris

n : jumlah tiang dalam kolom
 D : diameter tiang
 S : jarak antara pusat ke pusat tiang

Diperoleh:

$$Ek = 1 - \tan^{-1} \frac{0.8}{2.5} \left[\frac{461}{22860} \right]$$

$$Ek = 0.64$$

$$\begin{aligned} \text{Sehingga } Q \text{ kelompok tiang} &= Ek \times Q_d \times n \\ &= 0.64 \times 302.71 \times 254 \\ &= 49374.36 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$Po = 47085.19 \text{ ton}$$

Maka,

$$\begin{aligned} Po &< Q \text{ kelompok tiang} \\ 47085.19 &< 49374.36 \text{ ton} \text{ ..(Ok)} \end{aligned}$$

4.8.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Dalam Kelompok

Menghitung gaya maksimum yang dipikul satu tiang dalam kelompok.

$$P_{\max} = \frac{P_o}{n} + \frac{M_{xo} \cdot D_{yi}}{\sum D_{yi}^2} + \frac{M_{yo} \cdot D_{xi}}{\sum D_{xi}^2}$$

Dimana :

P_{\max} = gaya aksial satu tiang pancang

P_o = beban vertikal

n = jumlah tiang pancang

M_{xo} = momen di dasar poer arah x

M_{yo} = momen di dasar poer arah y

D_{xi} = jarak dari sumbu tiang ke titik berat
 susunan kelompok tiang sumbu x

D_{yi} = jarak dari sumbu tiang ke titik berat
 susunan kelompok tiang sumbu y

$$\begin{aligned}
M_{xo} &= M_x + (H_y \times D_f) = 1541.81 + (1145 \times 1.75) \\
&= 3545.56 \text{ ton.m} \\
M_{yo} &= M_y + (H_x \times D_f) = 1266.39 + (957.61 \times 1.75) \\
&= 2942.2 \text{ ton.m} \\
\sum D_{xi}^2 &= 26651.98 \text{ m}^2 \\
\sum D_{yi}^2 &= 93456.75 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

Diperoleh,

$$\begin{aligned}
P_{\max} &= \frac{4708519}{254} + \frac{1295547}{26651.98} + \frac{69259}{93456.75} \\
P_{\max} &= 190.98 \text{ ton}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Q \text{ 1 tiang dalam kelompok} &= Ek \times Q_d \\
&= 0.64 \times 302.71 \\
&= 193.387 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned}
P_{\max} &< Q \text{ 1 tiang dalam kelompok} \\
190.98 &< 193.387 \text{ ton} \text{ ..(Ok)}
\end{aligned}$$

4.8.5 Kontrol Kekuatan Tiang

Sesuai dengan spesifikasi pondasi tiang pancang yang digunakan, yaitu:

$$\begin{aligned}
\text{Size} &= 800 \text{ mm} \\
\text{Thickness} &= 120 \text{ mm} \\
\text{Class} &= A1 \\
\text{Allowable Compression} &= 415 \text{ ton} \\
\text{Bending Moment Crack} &= 40 \text{ ton.m} \\
\text{Bending Moment Break} &= 60 \text{ ton.m}
\end{aligned}$$

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria berikut:

A. Kontrol terhadap gaya aksial

Tiang pancang yang direncanakan tidak diperkenankan menerima gaya aksial lebih besar dari 415 ton.

$$\begin{aligned} P_{\max} &< P_{\text{ijin}} \\ &= 190.98 \text{ ton} < 415 \text{ ton} \text{.. (Ok)} \end{aligned}$$

B. Kontrol terhadap *bending moment crack*

Momen maksimum yang disebabkan oleh beban lateral dirumuskan sebagai berikut:

$$M_{\max} = H \times (e + 1.5d + 0.5f)$$

Dimana:

H = beban lateral

e = jarak antara beban lateral yang bekerja pada muka tanah

d = diameter tiang pancang

f = posisis M_{\max} dari muka tanah

$$= \frac{H}{9xc_u xd}$$

c_u = *cohesion undrained* diperoleh dari data tanah
= 0.61 kg/cm²

Momen arah X

$$f_x = \frac{11315}{9 \times 0.61 \times 80} = 25.76 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 11315 \times (0 + (1.5 \times 80) + (0.5 \times 25.76)) \\ &= 15.036 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$M_{\max} < M_{\text{crack}}$$

$$15.036 \text{ ton.m} < 40 \text{ ton.m} \text{..(Ok)}$$

Momen arah Y

$$f_y = \frac{15643}{9 \times 0.61 \times 80} = 35.62 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 15643 \times (0 + (1.5 \times 80) + (0.5 \times 35.62)) \\ &= 21.6 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$M_{\max} < M_{\text{crack}}$$

$$21.6 \text{ ton.m} < 40 \text{ ton.m} \text{ ..(Ok)}$$

C. Kontrol terhadap *bending moment break*

$$M = Fm \text{ (PT)}$$

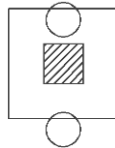
$$M = 0.9 (15.64 \times 2.396) = 33.732 \text{ ton.m}$$

$$M < M_{\text{break}}$$

$$33.732 \text{ ton.m} < 60 \text{ ton.m} \text{ ..(Ok)}$$

4.8.6 Kontrol *Punching Shear*

Punching shear butuh dikontrol untuk mendapatkan tinggi *pile cap* yang optimum. Kolom yang dikontrol adalah kolom dengan *Pu* yang cukup besar dan berjarak cukup jauh dari tiang pancang. Untuk kontrol *punching shear* dipilih kolom C2.



Gambar 4.41 Area *Punching Shear* Kolom C2

Pu kolom	= 769.09 ton	
$a1 = b + 2d$	= $900 + (2 \times 800)$	
	= 2500 mm	= 2.5 m
$b1 = b + 2d$	= $900 + (2 \times 800)$	
	= 2500 mm	= 2.5 m
a kritis	= 2500 x 2500	
	= 6250000 mm ²	= 6.25 m ²
keliling kritis	= $(2500 + 2500) \times 2$	
	= 10000 mm	= 10 m
area tiang total	= $\frac{1}{4} \pi (800^2) 2$	
	= 10053099 mm ²	= 1.0053 m ²
area tiang kritis	= 502655 mm ²	= 0.5027 m ²

faktor pengali = 0.5

$$P_{u \text{ punch}} = P_u + W_u - P_{\text{pile}}$$

Tebal *pile cap* rencana = 1.75 m

Maka,

$$\begin{aligned} W \text{ akibat } pile \text{ cap} &= 2.5 \times 2.5 \times 1.75 \times 2.4 \\ &= 26.25 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{u \text{ punch}} &= 769.09 + 26.25 - (0.5 \times 190.98) \\ &= 699.85 \text{ ton} \end{aligned}$$

Pile cap dirancang untuk meneruskan dan mendistribusikan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Oleh karena itu *pile cap* harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data perencanaan *pile cap* :

$$\text{Luas } pile \text{ cap} = 1938 \text{ m}^2$$

$$\text{Dimensi kolom} = 900 \times 900 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mutu beton} = 45 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{D. tulangan} = 36 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

Tinggi efektif

$$d_x = 1750 - 75 - (0.5 \times 36) = 1657 \text{ mm}$$

$$d_y = 1750 - 75 - 36 - (0.5 \times 36) = 1621 \text{ mm}$$

Dalam merencanakan tebal *pile cap* harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari $P_{u \text{ punch}}$ yang terjadi. Hal ini sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.11.2.

$$\begin{aligned} b_o &= 2 (900 + 1657) + 2 (900 + 1657) \\ &= 10228 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\beta = \frac{7743.55}{4725.14} = 1.64 \text{ (SNI 2847:2013 Pasal 11.11.2.1)}$$

$$\begin{aligned}
\phi V_c &= 0.65 \times 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_o d \\
&= 0.65 \times 0.17 \left(1 + \frac{2}{1.64} \right) (\sqrt{45}) 10228 \times 800 \\
&= 27894224 \text{ N} = 2789.42 \text{ ton}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi V_c &= 0.65 \times 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f_c} b_o d \\
&= 0.65 \times 0.083 \left(\frac{40 \times 1657}{10250} + 2 \right) \sqrt{45 \times 10228 \times 800} \\
&= 39746850 \text{ N} = 3974.68 \text{ ton}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi V_c &= 0.65 \times 0.33 \sqrt{f_c} b_o d \\
&= 0.65 \times 0.33 \sqrt{45 \times 10228 \times 800} \\
&= 18474507 \text{ N} = 1847.45 \text{ ton}
\end{aligned}$$

$$P_{u \text{ punch}} = 699.85 \text{ ton}$$

Maka,

$$\begin{aligned}
P_{u \text{ punch}} &< \phi V_c \\
699.85 \text{ ton} &< 1847.45 \text{ ton} \text{ ..(Ok)}
\end{aligned}$$

Kontrol *concrete shear capacity*

$$T_u < T_c$$

$$T_c = \frac{\phi V_c}{b_o d} = \frac{18474507}{10228 \times 1657} = 1.09$$

$$T_u = \frac{P_{upunch}}{k l l_{kritis} D} = \frac{6043600}{10000 \times 1657} = 0.036$$

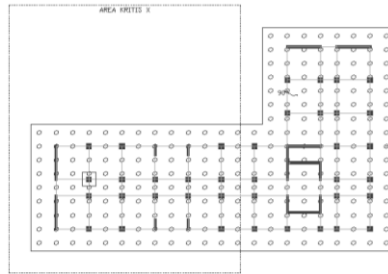
Maka,

$$\begin{aligned}
T_u &< T_c \\
0.036 &< 1.09 \text{ ..(Ok)}
\end{aligned}$$

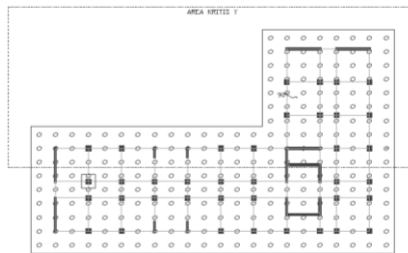
Maka dapat disimpulkan bawah ketebalan *pile cap* sebesar 1.75 m telah mencukupi dan dapat digunakan.

4.8.7 Penulangan *Pile Cap*

Untuk penulangan lentur, *pile cap* diambil area kritis untuk mendapatkan momen terbesar yang mungkin terjadi, pada dasarnya untuk mendapatkan momen terbesar pada *raff foundation*, diambil area kritis yang dimana jumlah tiang pancang tampak lebih banyak dibandingkan kolom. Maka diambil area seperti pada gambar berikut:



Gambar 4.42 Area Kritis X



Gambar 4.43 Area Kritis Y

$$M_{ux} = \Sigma(P_{maz} n y) - \Sigma(P_{Kolom} n y) - (W_{pilecap} x Y)$$

$$M_{uy} = \Sigma(P_{maz} n x) - \Sigma(P_{Kolom} n x) - (W_{pilecap} x X)$$

Perhitungan momen akibat tiang pancang dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4.40 Perhitungan Momen Akibat Tiang Pancang Arah Kritis X

Arah X				
No.	Pmax	n	Jarak (m)	Momen (ton.m)
1	190.977	9	36.54	62804.64
2	190.977	9	33.54	57648.27
3	190.977	9	30.54	52491.89
4	190.977	9	27.54	47335.52
5	190.977	9	24.54	42179.14
6	190.977	9	21.54	37022.77
7	190.977	9	18.54	31866.39
8	190.977	9	15.54	26710.02
9	190.977	9	12.54	21553.64
10	190.977	9	9.54	16397.27
11	190.977	9	6.54	11240.90
12	190.977	9	3.54	6084.52
13	190.977	9	0.54	928.15
Total				414263.12

Tabel 4.41 Perhitungan Momen Akibat Kolom Arah Kritis X

Arah X				
No.	Label	Pu (ton)	Jarak (m)	Momen (ton.m)
1	A-B/1	1753.536	33.54	58813.60717
2	C-D/1	1805.077	33.54	60542.26715
3	A/2	743.8022	27.54	20484.31121
4	B/2	750.2558	27.54	20662.04501
5	C/2	769.0907	27.54	21180.75898
6	D/2	767.0793	27.54	21125.36365
7	A/3	767.6494	21.54	16535.16851
8	B/3	763.4786	21.54	16445.32947

Tabel 4.41 Perhitungan Momen Akibat Kolom Arah Kritis X
(Lanjutan)

Arah X				
No.	Label	Pu (ton)	Jarak (m)	Momen (ton.m)
9	C/3	766.543	21.54	16511.33536
10	D/3	760.8947	21.54	16389.67119
11	A-B/4	804.088	15.54	12495.52674
12	B/4	747.7461	15.54	11619.97408
13	C/4	746.9812	15.54	11608.08738
14	C-D/4	806.2876	15.54	12529.70915
15	A-B/5	804.9247	9.54	7678.981352
16	B5	746.342	9.54	7120.102489
17	C5	749.2702	9.54	7148.037708
18	C-D/5	814.5309	9.54	7770.624977
19	A6	758.7391	3.54	2685.936379
20	B6	766.2865	3.54	2712.654245
21	C6	768.282	3.54	2719.718174
22	D6	765.5489	3.54	2710.043071
Total				357489.25

$$\begin{aligned}\text{Momen akibat } pile \text{ cap} &= 874.92 \text{ m}^2 \times 1.75 \text{ m} \times 2.4 \text{ t/m}^3 \times 19.02 \text{ m} \\ &= 69892.11 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Maka, } M_{uy} &= 414263.12 - 357489.25 - 69892.11 \\ &= -13118.25\end{aligned}$$

Tabel 4.42 Perhitungan Momen Akibat Tiang Pancang Arah Kritis Y

Arah Y				
No.	Pmax	n	Jarak (m)	Momen (ton.m)
1	190.977	8	23.54	35964.76
2	190.977	8	21.04	32145.22
3	190.977	8	18.54	28325.68
4	190.977	8	16.04	24506.15
5	190.977	8	13.54	20686.61
6	190.977	8	11.04	16867.07
7	190.977	8	8.54	13047.54
8	190.977	22	6.04	25377.00
9	190.977	22	3.54	14873.28
10	190.977	22	1.04	4369.55
Total				216162.85

Tabel 4.43 Perhitungan Momen Akibat Kolom Arah kritis Y

Arah Y				
No.	Label	Pu (ton)	Jarak (m)	Momen (ton.m)
1	G/8-9	1949.654	21.54	41995.56
2	G/10-11	1975.787	21.54	42558.45
3	F/8	727.2809	15.54	11301.94
4	F/9	747.1647	15.54	11610.94
5	F/10	752.6966	15.54	11696.90
6	F/11	738.3195	15.54	11473.48
7	E/8	691.1658	9.54	6593.72
8	E/9	753.0518	9.54	7184.11
9	E/10	753.0518	9.54	7184.11
10	E/11	702.5155	9.54	6701.99
11	D/1	1031.898	3.54	3652.92

Tabel 4.43 Perhitungan Momen Akibat Kolom Arah kritis Y
(Lanjutan)

Arah Y				
No.	Label	Pu (ton)	Jarak (m)	Momen (ton.m)
12	D/2	767.0793	3.54	2715.46
13	D/3	760.8947	3.54	2693.57
14	D/4	806.2876	3.54	2854.26
15	D/5	814.5309	3.54	2883.44
16	D/6	765.5489	3.54	2710.04
17	D/7	719.6385	3.54	2547.52
18	D/8-9	1040.089	3.54	3681.92
19	D/10	796.526	3.54	2819.70
20	D/11	692.074	3.54	2449.94
Total				187309.99

$$\text{Momen akibat } pile \text{ cap} = 917.64 \text{ m}^2 \times 1.75 \text{ m} \times 2.4 \text{ t/m}^3 \times 6.05 \text{ m} \\ = 23314.63 \text{ ton.m}$$

$$\text{Maka, } M_{ux} = 216162.85 - 187309.99 - 23314.63 \\ = 5538.228 \text{ ton.m}$$

Perhitungan penulangan *pile cap* :

$$\text{Tebal } pile \text{ cap} = 1750 \text{ mm}$$

$$\text{Decking} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Lentur} = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu tulangan} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu beton} = 45 \text{ Mpa}$$

$$dx = 1750 - 75 - (0.5 \times 32)$$

$$= 1659 \text{ mm}$$

$$dy = 1750 - 75 - 32 - (0.5 \times 32)$$

$$= 1627 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 - \left(0.05 \frac{f_c - 28}{7} \right) \\
 &= 0.85 - \left(0.05 \frac{45 - 28}{7} \right) = 0.729 \\
 m &= \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{400}{0.85 \times 45} = 10.458
 \end{aligned}$$

Penulangan Arah X

$$M_{uy} = 13118.25 \text{ ton.m}$$

$$R_n = \frac{M_{uy}}{\phi b d^2} = \frac{1311825}{0.9 \times 40.5 \times 1.627^2} = 135.96$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{10.458} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10.458 \cdot 135.96}{400 \times 100}} \right) \\
 &= 0.0033
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 A_{s\text{perlu}} &= \rho_{\min} \times b \times d \\
 &= 0.0035 \times 40500 \times 1627 = 230627.3 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan

$$D32 - 125 = A_{s\text{pakai}} = 261380.5 \text{ mm}^2$$

Penulangan Arah Y

$$M_{ux} = 5538.228 \text{ ton.m}$$

$$R_n = \frac{M_{ux}}{\phi b d^2} = \frac{5538.228}{0.9 \times 66 \times 1.659^2} = 33.88$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10.458} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10.458 \cdot 33.88}{400 \times 100}} \right) \\ &= 0.0009\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035$$

$$\begin{aligned}A_{s\text{perlu}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 66000 \times 1659 = 383229 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan

$$D32 - 125 \quad A_{s\text{pakai}} = 425447.04 \text{ mm}^2$$

Tulangan tekan yang dibutuhkan:

Arah X

$$\begin{aligned}A_{sx}' &= 0.5 \times A_{sx} = 0.5 \times 2300627.3 \\ &= 115313.63 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan

$$D32 - 275 \quad A_{s\text{pakai}} = 119248 \text{ mm}^2$$

Arah Y

$$\begin{aligned}A_{sy}' &= 0.5 \times A_{sy} = 0.5 \times 383229 \\ &= 191614.5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan

$$D32 - 275 \quad A_{s\text{pakai}} = 193823.7 \text{ mm}^2$$

4.9 Penggambaran Hasil Perencanaan

Setelah mendapatkan hasil dari perencanaan yang telah dilakukan, selanjutnya menggambarkan hasil perencanaan tersebut dengan program bantu AutoCAD yang dapat dilihat dalam lampiran Tugas Akhir ini.

BAB V

PENUTUP

BAB V

PENUTUP

5.1 Penutup

Berdasarkan hasil perencanaan yang telah dilakukan dalam modifikasi gedung apartemen *The Royal Olive Residence* dengan balok beton prategang ini dapat ditarik beberapa kesimpulan, antara lain :

1. Perencanaan gedung *The Royal Olive Residence* memiliki dimensi struktur sekunder dan primer sebagai berikut :
 - a) Struktur Sekunder
 - 1) Balok Lift = 30/40 cm
 - 2) Pelat Lantai = 13 cm
 - b) Struktur Primer
 - 1) Balok Induk = 40/60 cm
 - 2) Balok Prategang = 50/75 cm
 - 3) Kolom
 - Lantai 1-8 = 90 x 90 cm
 - Lantai 9-16 = 80 x 80 cm
 - Lantai 17-24 = 70 x 70 cm
 - 4) Dinding Geser = 40 cm
 - c) Struktur Bawah
 - 1) Tiang Pancang
 - Jumlah Tiang = 254 Tiang
 - Diameter = 80 cm
 - Kedalaman = 24 m
 - 2) *Pile Cap (Full Slab)*
 - Luas = 1938 m²
 - Tebal = 1.75 m
2. Balok Prategang yang direncanakan adalah *precast* dengan sistem pasca-tarik, dimana kabel atau tendon ditarik setelah beton mengeras dan menggunakan konsol

pendek pada tumpuannya. Balok prategang ini memiliki bentang bersih sepanjang 14.3 m dengan gaya prategang awal sebesar 3550 kN dan mengalami kehilangan prategang sebesar 23.73%, sehingga besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan sebesar 2708 kN.

3. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan gedung *The Royal Olive Residence* menggunakan analisa respons spektrum di wilayah Jakarta Selatan yang sesuai dengan SNI 1726:2012.
4. Perencanaan struktur gedung telah memenuhi ketentuan-ketentuan sesuai dengan yang disyaratkan dalam SNI 1726:2012, diantaranya yaitu kontrol gaya geser dasar, kontrol sistem ganda, kontrol simpangan antar lantai, dan kontrol partisipasi massa.

5.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan perencanaan dalam Tugas Akhir ini, yaitu :

1. Dalam merencanakan balok prategang, perlu diperhatikan nilai eksentrisitas dan gaya prategangnya, karena dengan eksentrisitas yang besar akan mendapatkan gaya prategang yang lebih kecil, sehingga jumlah *strand* dan luasan tendon yang digunakan lebih sedikit, namun perlu dikontrol terhadap tegangan ijinnya.
2. Pada perencanaan pondasi, perlu diperhatikan dimensi dari *pile cap*, baik itu ketebalan dan luasannya. Bila jarak antar *pile cap* saling berdekatan, sebaiknya direncanakan sebagai *full slab* agar memudahkan pengerjaan di lapangan, namun apabila merencanakan sebagai *full slab*, sangat perlu untuk memperhatikan ketebalannya, karena apabila dalam merencanakan ketebalan ada kekeliruan dan menghasilkan ketebalan yang lebih besar dari seharusnya, maka akan terjadi pemborosan dan berakibat kepada harga yang tinggi.

DAFTAR PUSTAKA

- Ali, Mir M., dan Kyoung Sun Moon. 2007. "Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects". **Architectural Science Review** 50.3 (September) : 205-223
- Astawa, Made D., Tavio, dan I.G.P. Raka. 2013. "Ductile Structure Framework of Earthquake Resistant of Highrise Building on Exterior Beam-Column Joint with the Partial Prestressed Concrete Beam-Column Reinforced Concrete". **Procedia Engineering** 54 : 413-427
- Astawa, Made D., Tavio, dan I.G.P. Raka. 2015. "Behavior of Partially-Prestressed Concrete Interior Beam-Column Joints for Highly-Seismic Zones". **International Journal of ICT** 2 : 1-12
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung, SNI 2847:2013**. Jakarta
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, SNI 1726:2012**. Jakarta
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain, SNI 1727:2013**. Jakarta
- Braja, M. Das. 2007. **Principles of Foundation Engineering**. Stanford : Cengage Learning
- Cho, Keunhee., Sung Yong Park., Jeong-Rae Cho., Sung Tae Kim., dan Young-Hwan Park. 2015. "Estimation of Prestress Force Distribution in the Multi-Strand System of Prestressed Concrete Structures". **SENSORS** 15 (Juni) : 14079-14092
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983**. Bandung : Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan

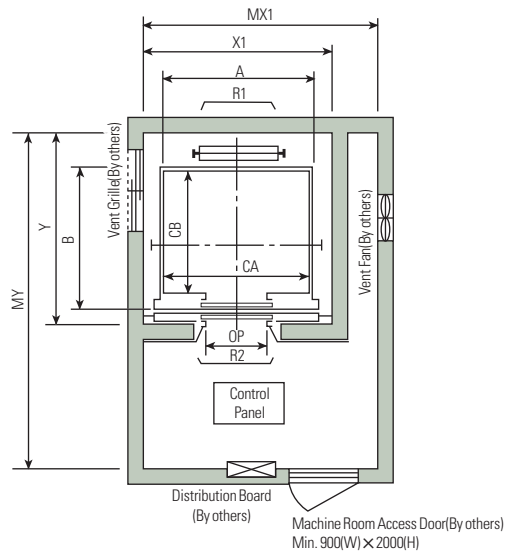
- Ganz, H.R., 2006. "Post-tensioning – Revisited". **Federation Internationale du Beton Proceedings of the 2nd International Congress**. Naples, 5-8 Juni.
- Hasan, Aswin., dan Imron Fikri. 2013. "Analisis Perbandingan Simpangan Lateral Bangunan Tinggi Dengan Variasi Bentuk dan Posisi Dinding Geser Studi Kasus : Proyek Apartemen The Royale Springhill Residence". **Jurnal Teknik Sipil dan Lingkungan** 1 (Desember) : 47-56
- Imran, Iswandi., 2008. "Aplicability Metoda Desain Kapasitas pada Perencanaan Struktur Dinding Geser Beton Bertulang". **Seminar dan Pameran Haki**. Jakarta, 12 Mei.
- Karayannis, Chris G., dan Constantin E. Chaliotis. 2012. "Design of Partially Prestressed Concrete Beams Based on the Cracking Control Provisions". **Engineering structures** 48 (November) : 402-416
- Lin. T.Y., Ned. H. Burns., dan Mediana. 2000. **Desain Struktur Beton Prategang Edisi Ketiga**. Jakarta : Binarupa Aksara.
- Nawy, Edward. G., dan Bambang Suryoatmono. 2001. **Beton Prategang Sebuah Pendekatan Mendasar Edisi Ketiga**. Jakarta : Penerbit Erlangga
- Nawy, Edward. G., Tavo., dan Benny Kusuma. 2010. **Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar**. Surabaya : ITS Press
- Pawaar, M. Zibran., Khalid Nayaz Khan., dan Syed Ahamed Raza. 2015. "Performance Based Seismic Analysis of RC Building Considering The Effect of Duak Systems". **International Journal of Research in Engineering and Technology** 4 (Mei) : 278-282
- Purwono, Rachmat., dan Pujo Aji. 2014. **Disain Kapasitas Struktur Daktail Tahan Gempa Kuat**. Surabaya : ITS Press
- Raj, Nabin., dan S. Elavenil. 2012. "Analytical Study on Seismic Performance of Hybrid (DUAL) Structural System Subjected to Earthquake". **International Journal of Modern Engineering Research** 2 (Juli) : 2358-2363

- Raka, I.G.P., Tavio., dan Made Dharma Astawa. 2014. "State-of-Art Report on Partially-Prestressed Concrete Earthquake-Resistant Building Structures for Highly-Seismic Region". **Procedia Engineering** 95 : 43-53
- Rasyid, Helmi AL., I.G.P. Raka., dan Djoko Irawan. 2013. "Modifikasi Perencanaan Silo Semen PT. Semen Gresik dengan Menggunakan Beton Pratekan". **Jurnal Teknik POMITS** 1 : 1-6
- Redwood, R.G., L. Lefki., dan G. Amar. 1990. "Earthquake Resistant Design of Steel Moment Resisting Frames". **Can. J. Civ. Eng** 17 (Februari) : 659-667
- Sahu Ankit., Anubhav Rai., dan Y.K. Bajpai. 2014. "Cost Comparison Between RCC & Post-Tensioned Prestressed Beams Spanning 26m". **International Journal of Computational Engineering Research** 4 (Juni) : 11-14
- Salem, Shady H., Khalid M.Hilal., Tarek K.Hasan., dan Ahmed S.Essawy. 2013. "Experimental Behavior of Partially Prestressed High Strength Concrete Beams". **Open Journal of Civil Engineering** 3 (Juli) : 26-32
- Sampakang, Jusak. J., R.E. Pandaleke., J.D. Pangalouw., dan L.K. Khosama. "Perencanaan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Pada Komponen Balok-Kolom dan Sambungan Struktur Baja Gedung BPJN XI". **Jurnal Sipil Statik** 1 (September) : 653-663
- Setiawan, Agus. 2016. **Perancangan Struktur Beton Bertulang**. Jakarta : Penerbit Erlangga
- Tavio., dan Benny Kusuma. 2009. **Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya : ITS Press

LAMPIRAN

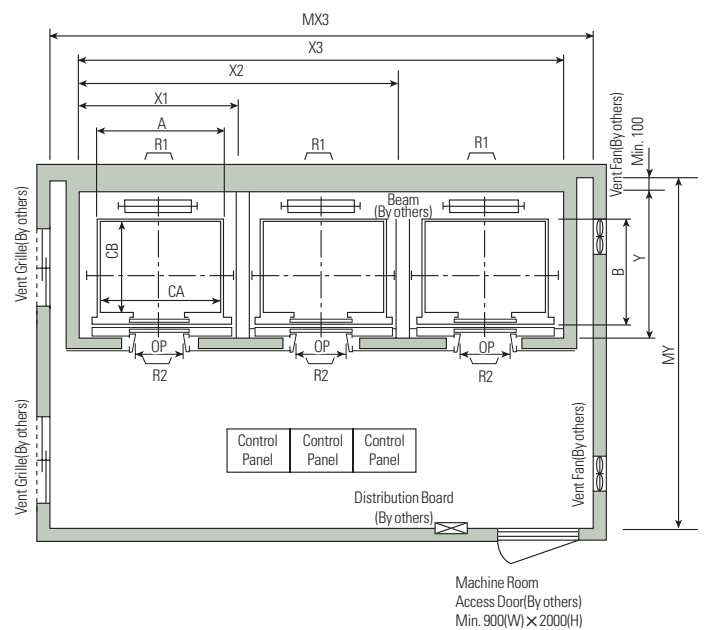
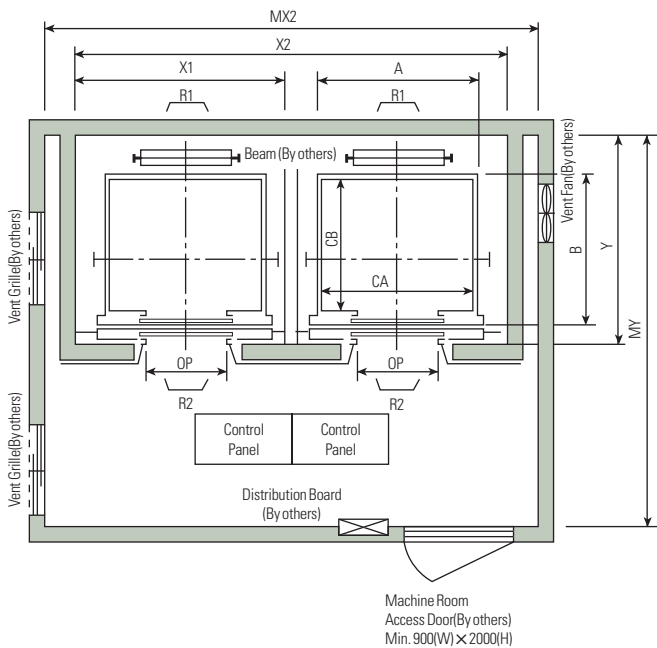
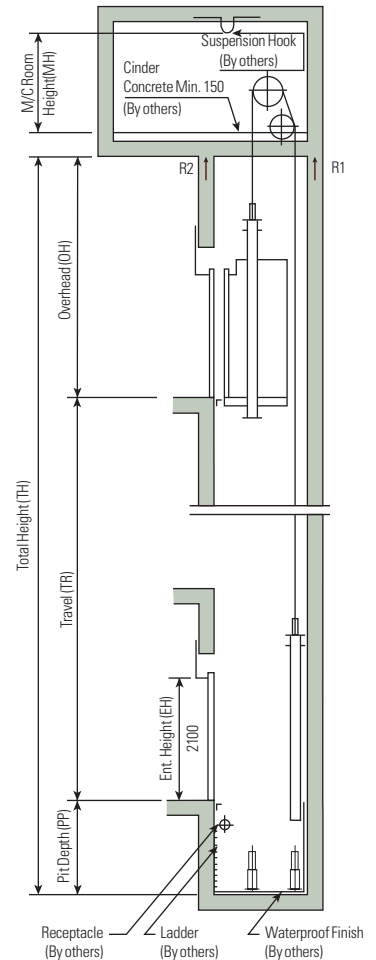
Layout Plan – Geared Elevators 1~1.75m/sec

Plan of Hoistway & Machine Room



Note: Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
				Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth				
	Persons	kg	OP	CA × CB	A × B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5200	4300
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	5800	4700
	9	600	800	1400 × 1100	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6100	4900
	10	700	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6600	5200
	11	750	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	6900	5400
	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750	7900	6100
1.5	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300	8400	6400
	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100	10800	8500
1.75			1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800				
	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000	11800	9100
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000				
	24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800	13100	9900
				2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200				

- Notes :** 1. Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
 2. Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
 3. When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
 4. The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1.0	4200	1400	2200
1.5	4400	1600	2400
1.75	4600	1800	2400

- Notes :** 1. The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
 2. Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.
 3. The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.

1 - STRAND

1.1 - STRAND PROPERTIES 13mm (0.5")

Strand type			prEN 10138 – 3 (2006) Y1860S7		ASTM A 416-06 Grade 270
Nominal diameter	d	(mm)	12.5	12.9	12.7
Nominal cross section	A _p	(mm ²)	93	100	98.7
Nominal mass	M	(kg/m)	0.726	0.781	0.775
Nominal yield strength	f _{p0.1k}	(MPa)	1634 ¹	1640 ¹	1675 ²
Nominal tensile strength	f _{pk}	(MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F _{pk}	(kN)	173	186	183.7
Young's modulus		(GPa)		approx. 195	
Relaxation ³ after 1000 h at 20°C and 0.7 x F _{pk}		(%)		max. 2.5	

1) Characteristic value measured at 0.1% permanent extension

2) Minimum load at 1% extension for low-relaxation strand

3) Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06

1.2 - TENDON PROPERTIES 13mm (0.5")

Unit	Strands numbers	Steel area			Breaking load			Corrugated steel duct ³ (recommended)		Corrugated plastic duct VSL PT-PLUS®		Steel pipes ø ext x t
		A _p acc. to prEN		ASTM	Y1860S7 (prEN)		Grade 270 (ASTM)	ø _i / ø _e	e	ø _i / ø _e	e	
		d=12.5 mm A _p =93 mm ²	d=12.9 mm A _p =100 mm ²	d=12.7 mm A _p =100 mm ²	d=12.5 mm A _p =93 mm ²	d=12.9 mm A _p =100 mm ²	d=12.7 mm A _p =98.7 mm ²					
		[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
5-1	1	93	100	98.7	173	186	183.7	20/25	3	22/25	6	25.0 x 2.0
5-2	2	186	200	197	346	372	367	35/40	8	76/25 ¹	-	31.8 x 2.0/2.5/3.0
5-3	3	279	300	296	519	558	551	35/40	6	76/25 ¹	-	33.7 x 2.0/2.5/3.0
5-4	4	372	400	395	692	744	735	40/45 ¹	7	76/25 ¹	-	42.4 x 2.0/2.5/3.0
5-7	5	465	500	494	865	930	919	45/50	8	58/63	14	60.3 x 2.0/2.5/3.0
	6	558	600	592	1038	1116	1102	45/50	6	58/63	12	
5-7	7	651	700	691	1211	1302	1286	50/57	7	58/63	11	60.3 x 2.0/2.5/3.0
5-12	8	744	800	790	1384	1488	1470	55/62	9	58/63	10	70.0 x 2.0/2.5/3.0
	9	837	900	888	1557	1674	1653	55/62	8	58/63	9	
	10	930	1000	987	1730	1860	1837	60/67	10	58/63	9	
	11	1023	1100	1086	1903	2046	2021	60/67	9	58/63	8	
5-12	12	1116	1200	1184	2076	2232	2204	60/67	8	58/63	7	70.0 x 2.0/2.5/3.0
5-15	13	1209	1300	1283	2249	2418	2388	65/72	9	76/81	14	82.5 x 2.0/2.5/3.0
	14	1302	1400	1382	2422	2604	2572	65/72	8	76/81	13	
5-15	15	1395	1500	1481	2595	2790	2756	70/77	9	76/81	12	82.5 x 2.0/2.5/3.0
5-19	16	1488	1600	1579	2768	2976	2939	70/77	9	76/81	12	88.9 x 2.5/3.0/3.5
	17	1581	1700	1678	2941	3162	3123	75/82	11	76/81	11	
	18	1674	1800	1777	3114	3348	3307	75/82	10	76/81	10	
5-19	19	1767	1900	1875	3287	3534	3490	75/82	9	76/81	9	88.9 x 2.5/3.0/3.5
5-22	20	1860	2000	1974	3460	3720	3674	80/87	10	100/106	20	88.9 x 2.5/3.0/3.5
	21	1953	2100	2073	3633	3906	3858	80/87	9	100/106	19	
5-22	22	2046	2200	2171	3806	4092	4041	80/87	8	100/106	18	88.9 x 2.5/3.0/3.5
5-27	23	2139	2300	2270	3979	4278	4225	85/92	12	100/106	19	101.6 x 3.0/4.0/5.0
	24	2232	2400	2369	4152	4464	4409	85/92	11	100/106	18	
	25	2325	2500	2468	4325	4650	4593	90/97	14	100/106	19	
	26	2418	2600	2566	4498	4836	4776	90/97	13	100/106	18	
5-27	27	2511	2700	2665	4671	5022	4960	95/102	15	100/106	17	101.6 x 3.0/4.0/5.0
5-31	28	2604	2800	2764	4844	5208	5144	95/102	14	100/106	16	108.0 x 3.0/4.0/5.0
	29	2697	2900	2862	5017	5394	5327	95/102	13	100/106	15	
	30	2790	3000	2961	5190	5580	5511	95/102	12	100/106	14	
5-31	31	2883	3100	3060	5363	5766	5695	95/102	11	100/106	13	108.0 x 3.0/4.0/5.0
5-37	32	2976	3200	3158	5536	5952	5878	100/107	13	115/121	20	114.3 x 3.0/4.0/5.0
	33	3069	3300	3257	5709	6138	6062	100/107	12	115/121	19	
	34	3162	3400	3356	5882	6324	6246	100/107	12	115/121	19	
	35	3255	3500	3455	6055	6510	6430	110/117	17	115/121	19	
	36	3348	3600	3553	6228	6696	6613	110/117	17	115/121	19	
5-37	37	3441	3700	3652	6401	6882	6797	110/117	16	115/121	18	114.3 x 3.0/4.0/5.0
5-43	43	3999	4300	4244	7439	7998	7899	120/127	18	130/136	23	127.0 x 3.0/4.0/5.0
5-55	55	5115	5500	5429	9515	10230	10104	130/137	17	130/136	17	139.7 x 3.0/4.0/5.0

1) Flat ducts possible as well

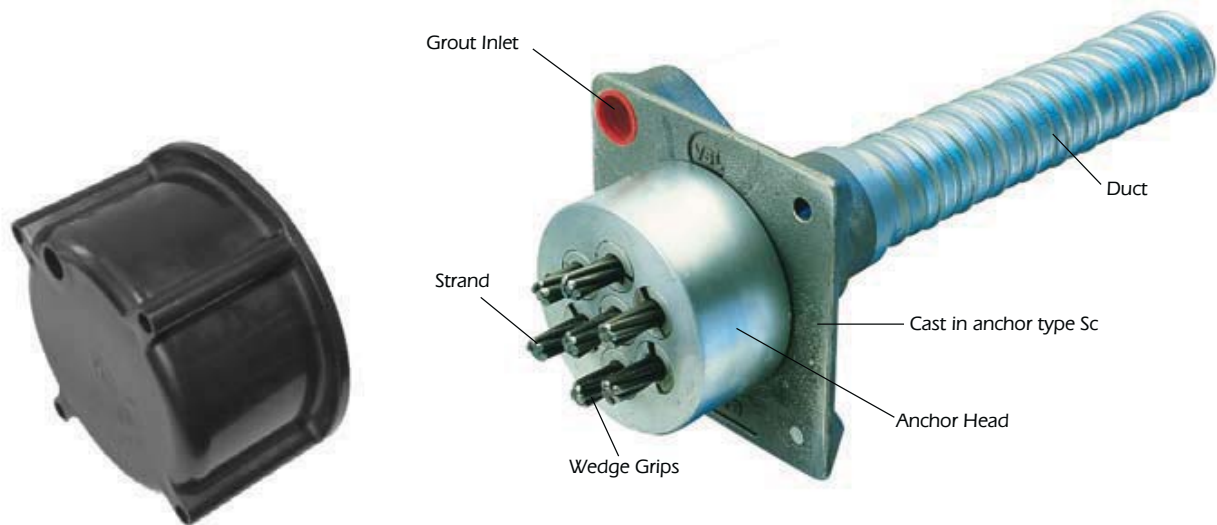
2) Flat duct PT-PLUS® with rectangular slab anchorages, for PT-PLUS® see also under 3.1.3.

3) If flat ducts (steel or PT PLUS®) to be used with square type castings please contact your VSL representative. In plan view, tendons with slab type anchorages must be straight between anchorages or have only unidirectional turns with min. radii of > 6 m. Strands must always be pushed-in prior to concreting. Eccentricity e: negligible

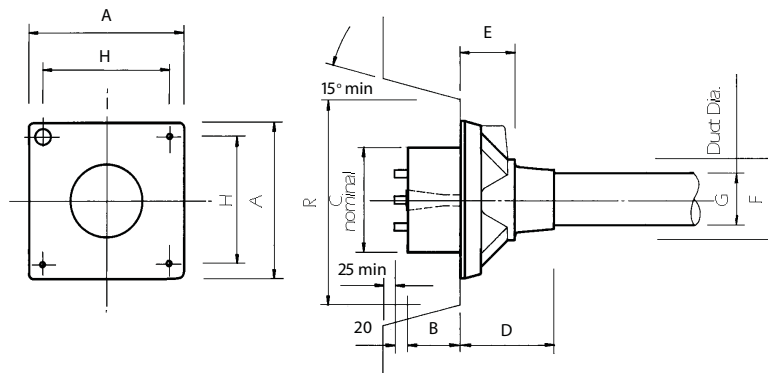
4) Given values may slightly vary depending on local availability of ducts. They are minimal for most applications. For special cases (long tendons, many curvatures, small radii etc.) greater size duct is recommended – please verify with VSL. In any case the filling ratio (cross-section steel / duct) must not exceed 0.5 (EN523).

5) Please check with the nearest VSL office for the complete anchorage list.

Multistrand Post-Tensioning



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc LIVE END



Note: Antiburst reinforcement to Engineers details not shown

	TENDON UNIT	Dimensions (mm)								
		A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R
STRAND TYPE 12.7MM	5-4	135	57	90	100	16	64	40	95	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	50	125	275
	5-12	215	54	160	160	84	120	70	151	320
	5-19	270	66	180	210	110	145	85	200	360
	5-22	290	80	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	95	250	360
	5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	5-42	390	112	290	346	168	217	120	325	650
	5-48	430	122	300	340	161	233	130	365	750
STRAND TYPE 15.2MM	5-55	465	142	320	340	160	250	135	400	750
	6-3	135	57	90	100	16	56	40	95	210
	6-4	165	57	120	100	60	85	50	125	270
	6-7	215	67	140	160	85	120	70	150	320
	6-12	270	74	180	210	110	145	85	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	95	250	360
	6-22	315	102	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	112	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	122	270	340	160	217	120	325	650
	6-37	430	142	300	340	160	235	130	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
	*6-48P	575	147	340	1035	110	269	145	495	900
	*6-55P	600	182	360	1070	120	294	155	520	900

Note: 1. Dimension R does not allow for Lift off force check. Small recesses can be provided for special cases. Please check with your local VSL office for details

2. * Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

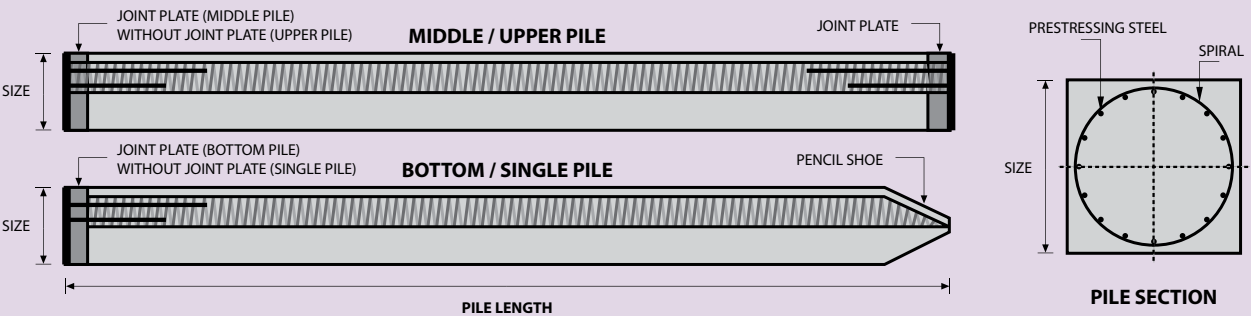
Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)
 **) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position
 ***) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

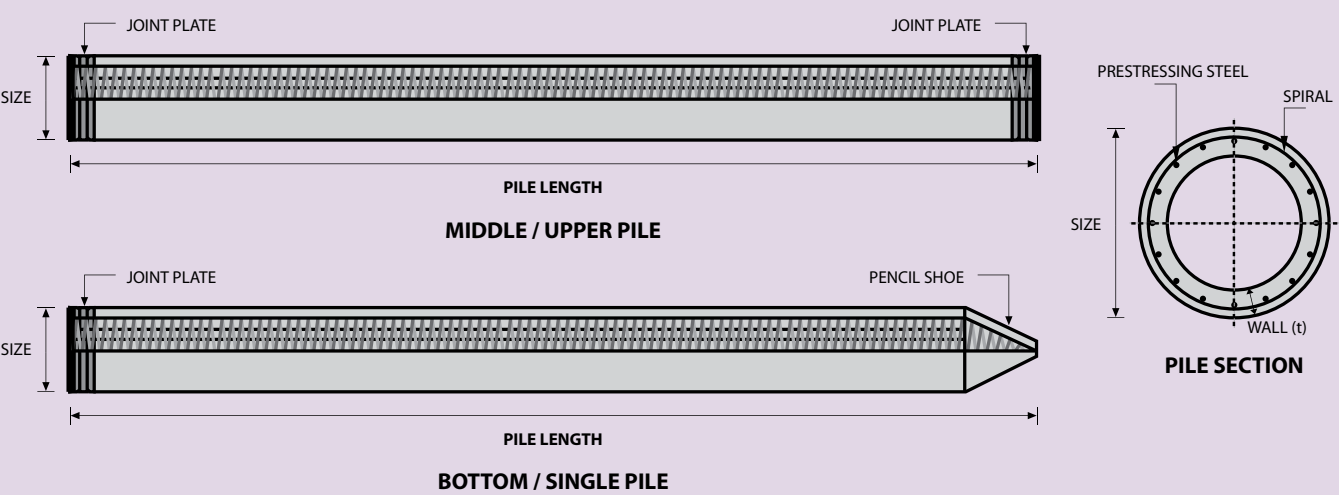
PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES



MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 15 - 2049 - 2004	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 03 - 2834 - 1993 SNI 03 - 2493 - 1991	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 07 - 2052 - 2002	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BjTS 40 (Deformed) Steel Class : BjTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm2) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



BORING LOG						HOLE No. : BH.-2										
PROJECT : CIPUTRA WORLD-1		TOTAL DEPTH : 50.00 m		DRILLING METHOD : ROTARY DRILLING												
LOCATION : Jl. Prof. DR. Satrio		COORDINATES N. - E. -		Ø OF CORE : 60 mm												
STARTED : 12-12-2012		GROUND ELEVATION : + 13.51 m		Ø OF CASING : 89 mm												
FINISHED : 12-20-2012		GROUND WATER LEVEL : - m		LOGGED BY : Syahrir												
SCALE IN (m)	DEPTH (m)	ELEVATION (m)	SYMBOL	SOIL / ROCK DESCRIPTION	SAMPLING		INSITU TEST									
					DEPTH (m)	SYMBOL	STANDARD PENETRATION TEST							RQD (%)	W (%)	X (%)
							N - VALUE									
0							N VALUE (BLOWS PER 30 cm)	0	10	20	30	40	50	60	70	80
				CLAY trace Silt, redish brown, highly plastic, soft to firm	1.00											
					1.50											
					1.95		N. 6	6								
2	2.05	+11.46			2.50											
					3.00											
					3.45		N. 4	4								
4					4.00											
					4.50											
				CLAY with some Silt, redish brown spotted grey, moderately plastic, soft to firm	4.95		N. 1	1								
					5.50											
					6.00											
					6.45		N. 6	6								
					7.00											
					7.50											
8	8.15	+5.36			7.95		N. 8	8								
					8.50											
				SILT with some Clay, brownish grey, non plastic, firm	9.00											
					9.45		N. 4	4								
10	9.70	+3.81			10.00											
				SILT trace Clay with some fine grain Sand, brown, stiff	10.50											
					10.95		N. 11	11								
12					12.00											
				Silty CLAY, grey, moderately plastic, stiff	12.45		N. 13	13								
					13.00											
				SILT, grey, friable, stiff	13.65											
14					13.95		N. 17	17								
				Sandy GRAVEL with some Silt, friable, brown spotted grey, (Ø max 2cm, rounded), medium dense	15.00											
					15.25		N. 15	15								
16					15.45											
				SILT, light grey, stiff	16.40											
					16.50		N. 18	18								
					16.95											
18					18.00											
				SILT with some fine grain Sand, grey, friable, medium dense (at some place weakly cemented)	18.45		N. 26	26								
					19.50											
20	19.60	-6.09			19.95		N. 29	29								
					21.00											
				Silty SAND, fine grain, poorly groded, medium dense to very dense (at some place weakly cemented, brittle)	21.45		N. >50	>50								
22					22.50											
					22.95		N. 29	29								
24					24.00											
					24.45		N. 20	20								
26	25.10	-11.49			25.50											
				Clayey SILT, grey, non plastic, friable, hard soil	25.95		N. 41	41								
28	26.00	-12.49			27.00											
					27.45		N. 50	50								
				Silty SAND, brownish grey, medium grain, poorly groded, dense to very dense, weakly cemented	28.50											
					28.95		N. 37	37								
30	29.00	-15.49														
				Clayey SILT, grey, friable, very stiff to hard soil												
30	30.00	-16.49														
REMARKS: MODIFICATION 0 to 10 % TRACE 10 to 20 % SOME 20 to 35 % ADJUSTIVE (CLAYEY/SILTY) SAMPLES U.D. SAMPLE SPT SAMPLE																
															SHEET 1 OF 2	

BORING LOG						HOLE No. : BH.-2	
PROJECT : CIPUTRA WORLD-1		TOTAL DEPTH : 50.00 m		DRILLING METHOD : ROTARY DRILLING			
LOCATION : Jl. Prof. DR. Satrio		COORDINATES N. - E. -		Ø OF CORE : 60 mm			
STARTED : 12-12-2012		GROUND ELEVATION : + 13.51 m		Ø OF CASING : 89 mm			
FINISHED : 12-20-2012		GROUND WATER LEVEL : - m		LOGGED BY : Syahrir			

SCALE IN (m)	DEPTH (m)	ELEVATION (m)	SYMBOL	SOIL / ROCK DESCRIPTION	SAMPLING		INSITU TEST													
					DEPTH (m)	SYMBOL	STANDARD PENETRATION TEST		RQD (%)	W _a (%)	W _p (%)	W _L (%)	W _u (%)							
							N VALUE (BLOWS PER 30 cm)	N - VALUE												
	30	30.00	-16.49																	
					CLAY some Silt to Silty Clay, grey spotted brown, friable, very stiff to hard soil															
						30.45	⊗	N. 20												
						31.50														
						31.85	⊗	N. 18												
						33.00														
						33.45	⊗	N. 20												
						34.50														
						34.95	⊗	N. 31												
						36.00														
					SILT some Clay, grey, very stiff	36.45	⊗	N. 25												
						37.50														
					Silty CLAY friable, grey spotted brown, very stiff to hard soil	37.95	⊗	N. 30												
						39.00														
						39.45	⊗	N. 24												
						40.50														
					CLAY trace Silt, brownish grey, friable, very stiff	40.95	⊗	N. 25												
						42.00														
					Sandy SILT, fine to medium grain, friable, grey, very stiff	42.45	⊗	N. 27												
						43.50														
						43.85	⊗	N. 30												
					CLAY trace Silt, grey, very stiff to hard soil	45.00														
						45.45	⊗	N. 28												
					Clayey SILT, grey, friable, very stiff	46.50														
						46.95	⊗	N. >50												
					Sandy SILT, light grey, friable, at some place weakly cemented (Sand is fine grain), hard soil	48.00														
						48.45	⊗	N. 45												
					CLAY trace Silt, grey, friable, hard soil	49.55														
						50.00	⊗	N. 50												
					End of Drilling															

REMARKS:

MODIFICATION 0 to 10 % TRACE
10 to 20 % SOME
20 to 35 % ADVESTIVE (CLAYEY/SILTY)
35 to 50 % AND

SAMPLES U.D. SAMPLE
 SPT SAMPLE

SHEET 2 OF 2



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DENAH PELAT LANTAI 2-23

SKALA

1 : 300

NO. GAMBAR

01

32

CATATAN

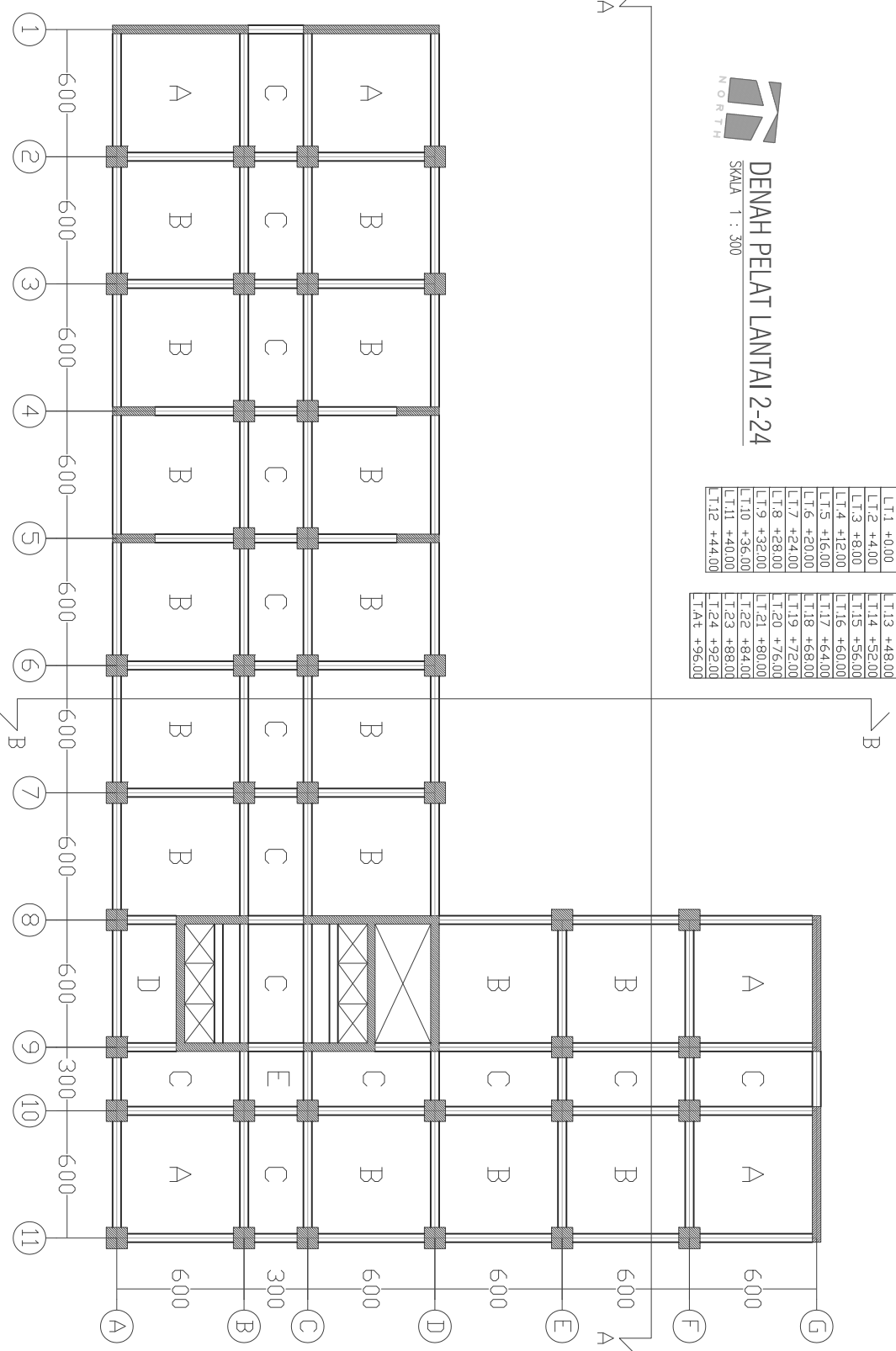
- Satuan dalam cm



DENAH PELAT LANTAI 2-24

SKALA 1 : 300

LT.1 +0.00	LT.13 +48.00
LT.2 +4.00	LT.14 +52.00
LT.3 +8.00	LT.15 +56.00
LT.4 +12.00	LT.16 +60.00
LT.5 +16.00	LT.17 +64.00
LT.6 +20.00	LT.18 +68.00
LT.7 +24.00	LT.19 +72.00
LT.8 +28.00	LT.20 +76.00
LT.9 +32.00	LT.21 +80.00
LT.10 +36.00	LT.22 +84.00
LT.11 +40.00	LT.23 +88.00
LT.12 +44.00	LT.24 +92.00
	LTAt +96.00





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DENAH PELAT LANTAI 24

SKALA

1 : 300

NO. GAMBAR

02

32

CATATAN

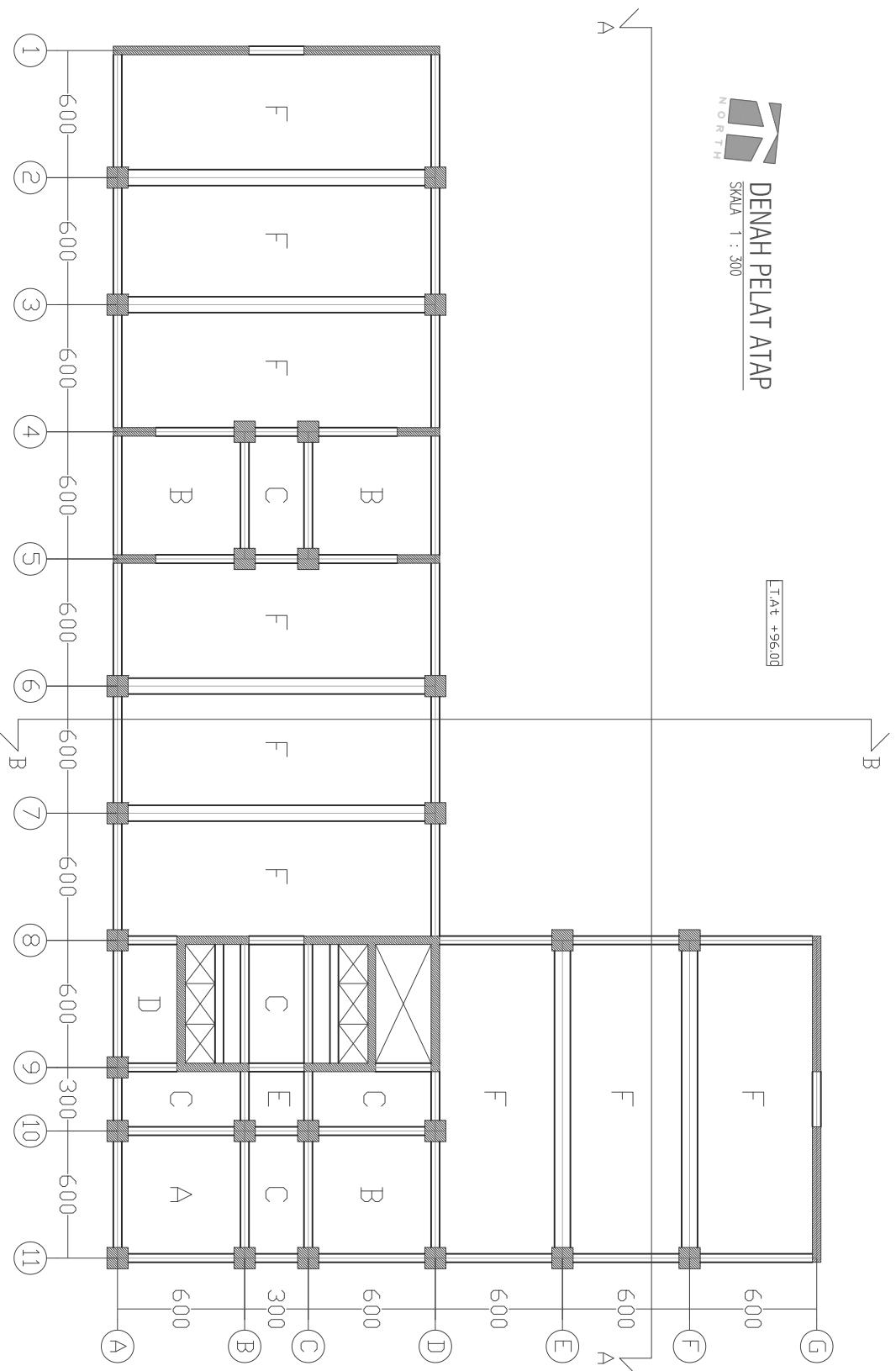
- Satuan dalam cm

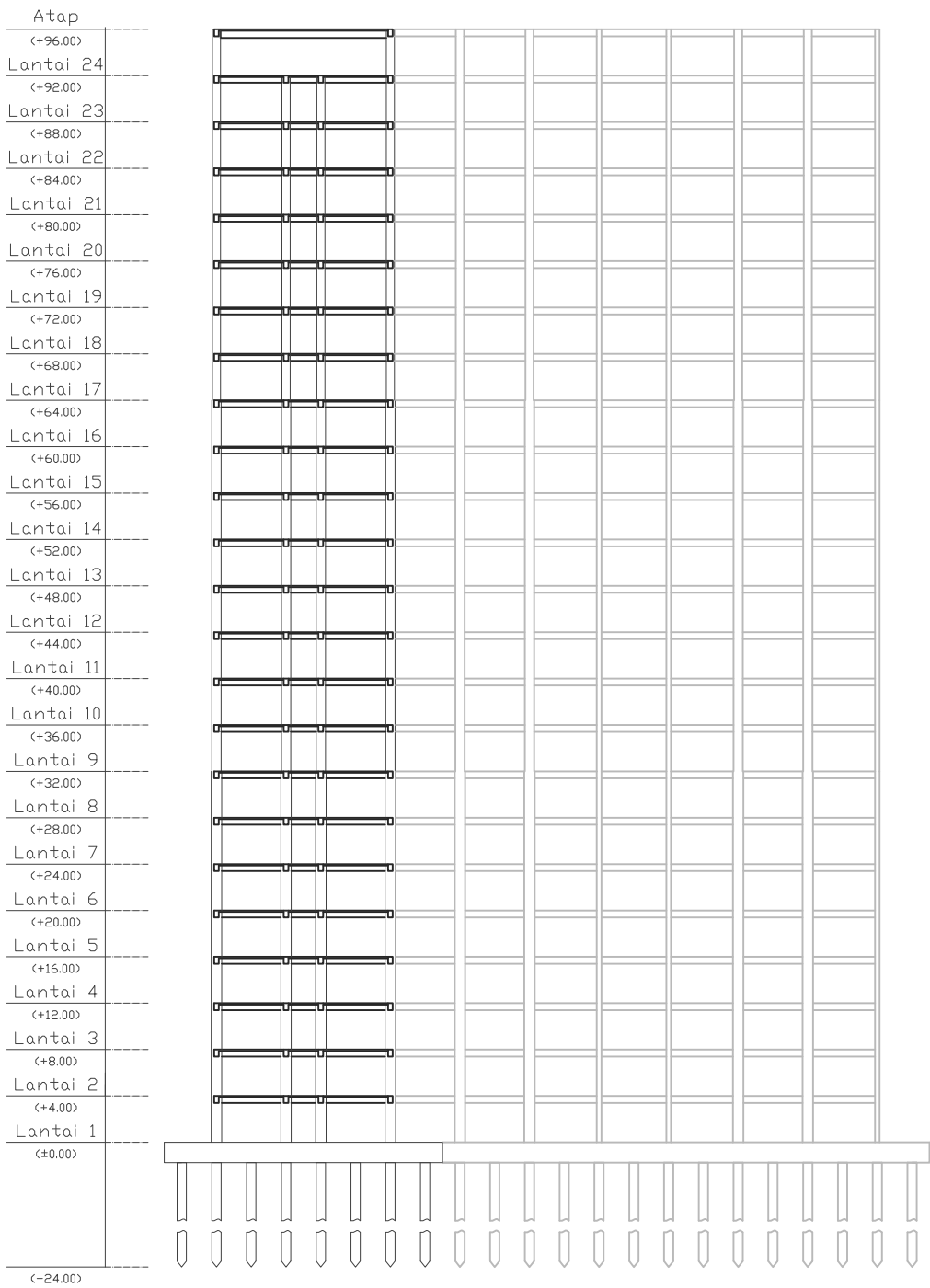


DENAH PELAT ATAP

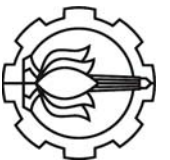
SKALA 1 : 300

±At +96.00





POTONGAN A-A
SKALA 1 : 600



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

POTONGAN A-A

SKALA

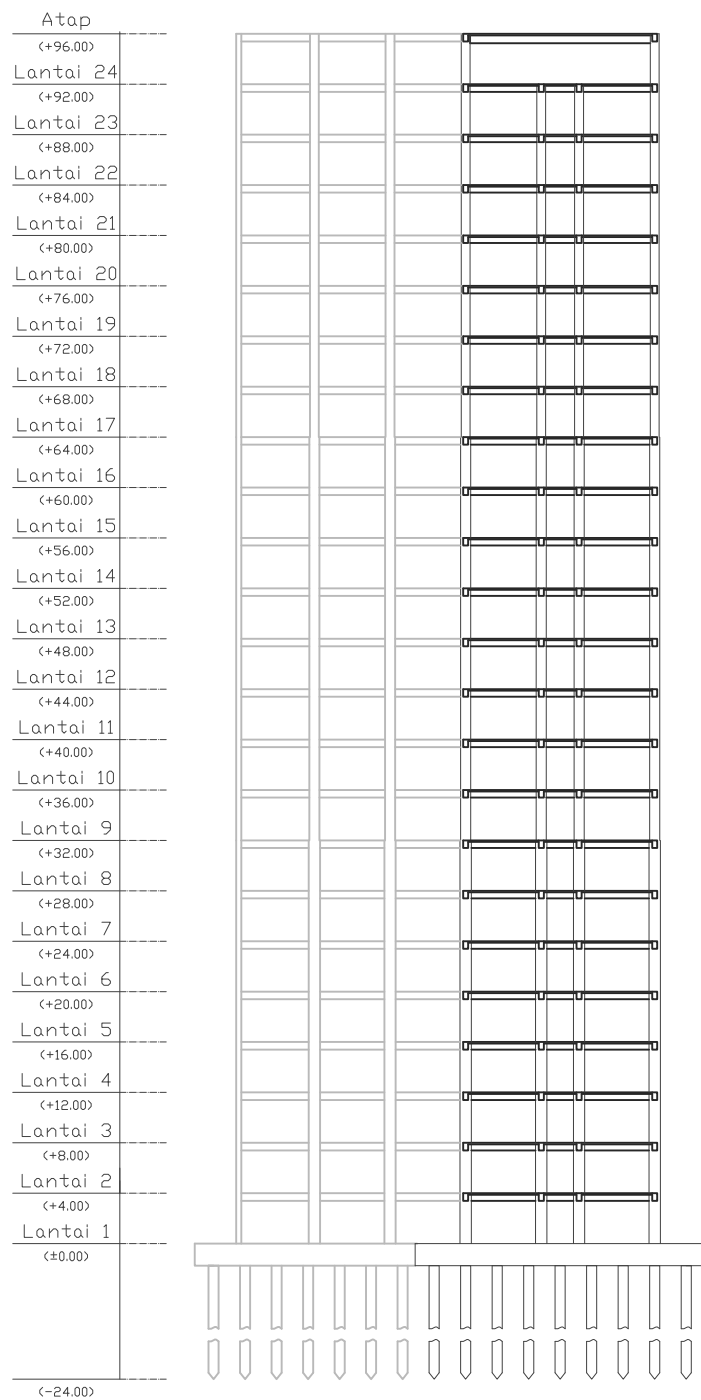
1 : 600

NO. GAMBAR

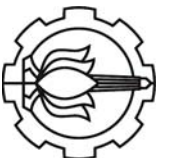
03

32

CATATAN



POTONGAN B-B
SKALA 1 : 600



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

POTONGAN B-B

SKALA

1 : 600

NO. GAMBAR

04

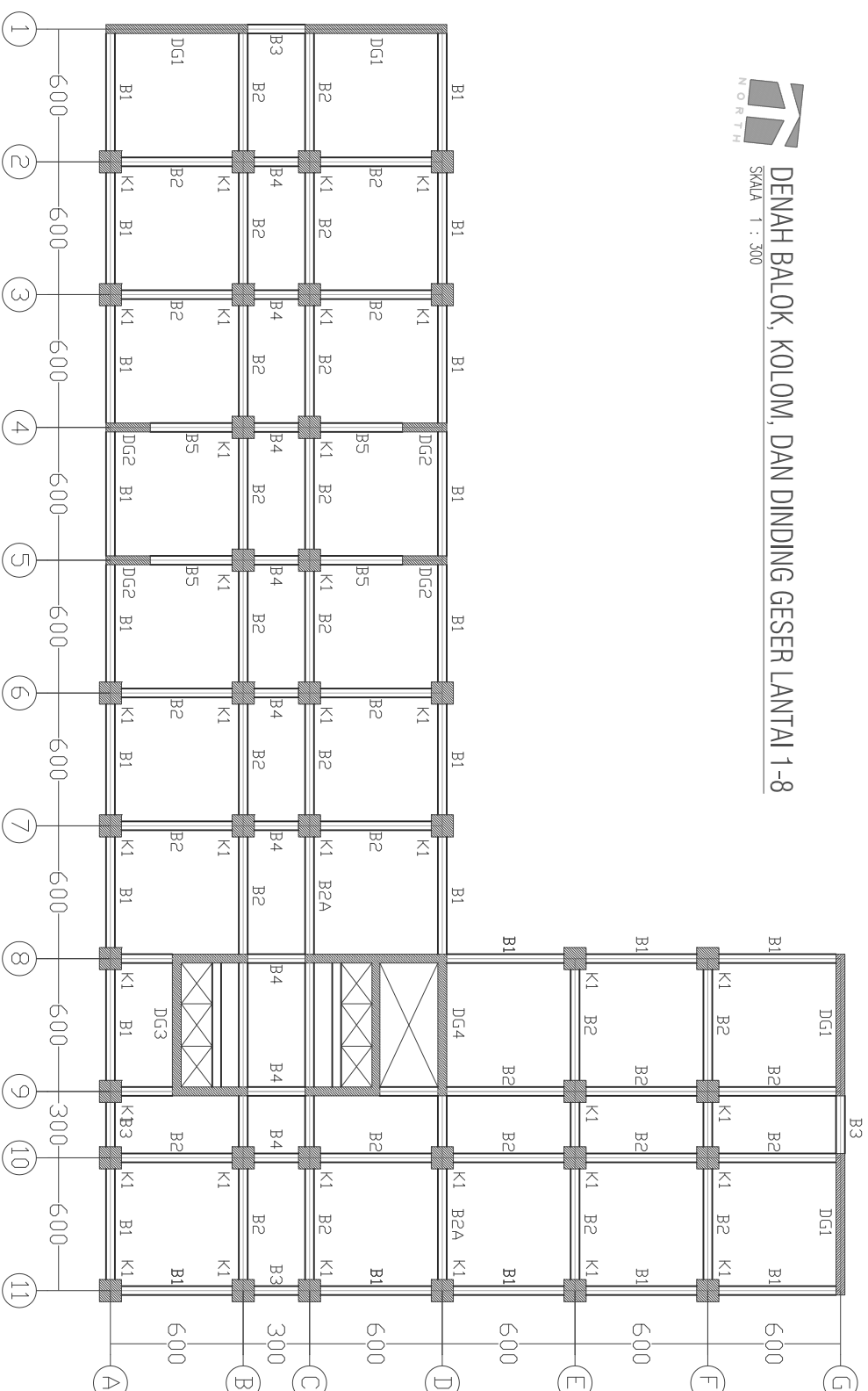
32

CATATAN



DENAH BALOK, KOLOM, DAN DINDING GESER LANTAI 1-8

SKALA 1 : 300



KETERANGAN :
B = BALOK
K = KOLOM
DG = DINDING GESER



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK, KOLOM, DAN
DINDING GESER LANTAI 1-8

SKALA

1 : 300

NO. GAMBAR

05

32

CATATAN

- Satuan dalam cm



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHILL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK, KOLOM, DAN
DINDING GESER LANTAI 9-16

SKALA

1 : 300

NO. GAMBAR

06

32

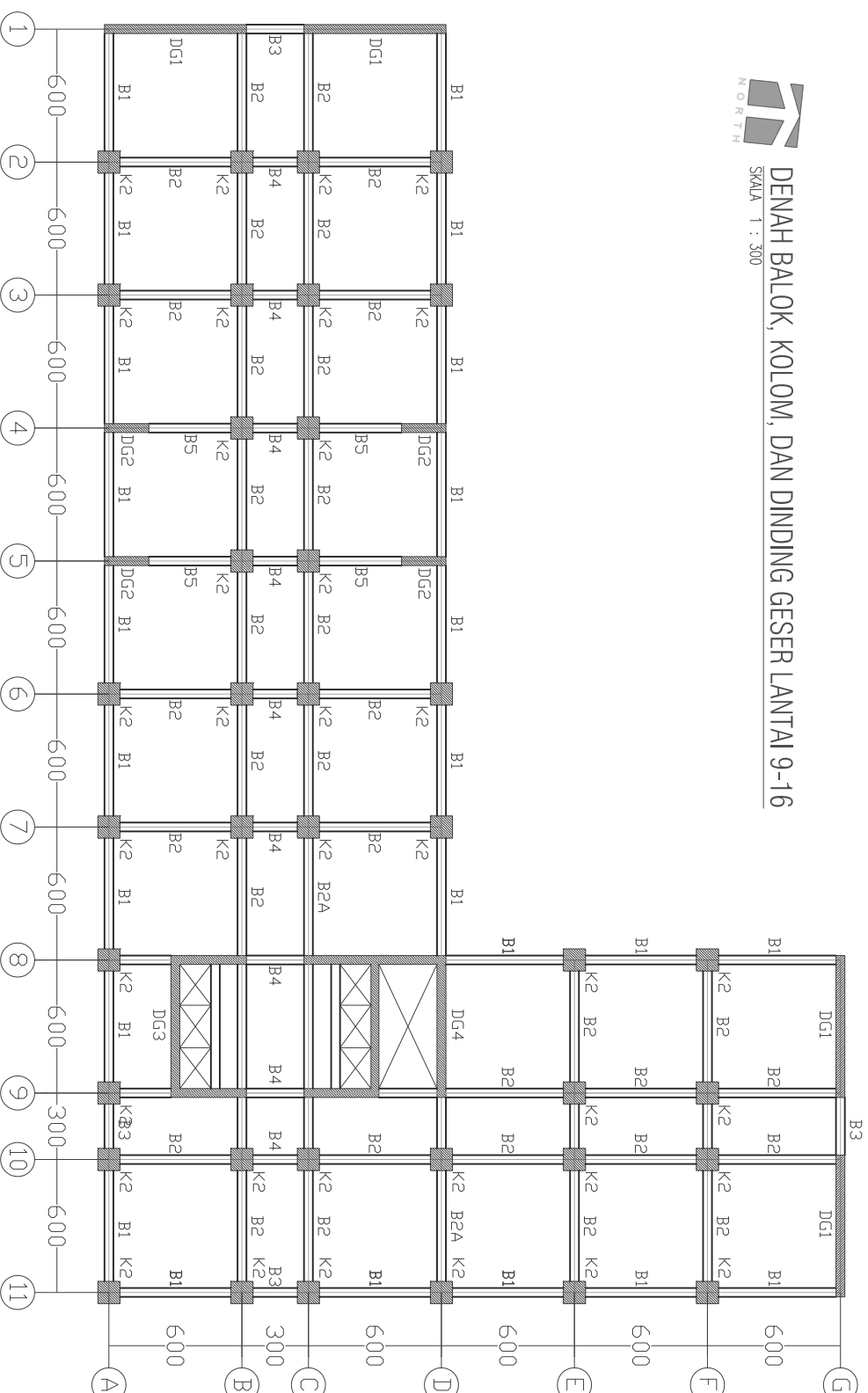
CATATAN

- Satuan dalam cm



DENAH BALOK, KOLOM, DAN DINDING GESER LANTAI 9-16

SKALA 1 : 300



KETERANGAN :

B = BALOK

K = KOLOM

DG = DINDING GESER



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHILL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK, KOLOM, DAN
DINDING GESER LANTAI
17-23

SKALA

1 : 300

NO. GAMBAR

07

32

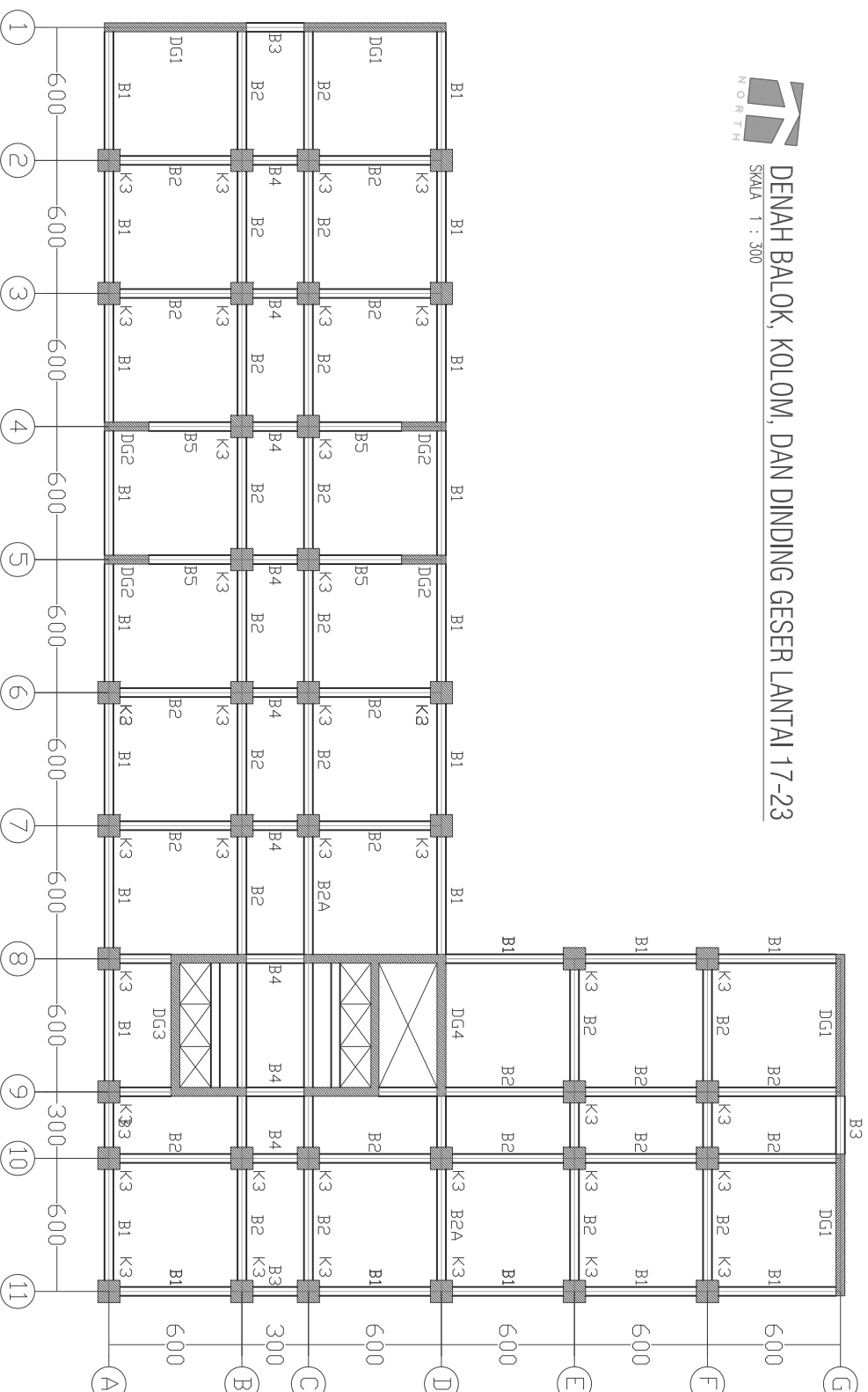
CATATAN

- Satuan dalam cm



DENAH BALOK, KOLOM, DAN DINDING GESER LANTAI 17-23

SKALA 1 : 300



KETERANGAN :

B = BALOK

K = KOLOM

DG = DINDING GESER



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATELANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK, KOLOM, DAN DINDING GESER LANTAI 24

SKALA

1 : 300

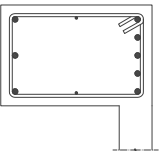
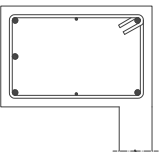
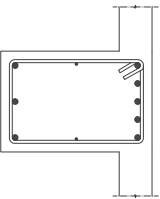
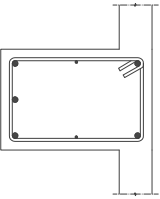
ND. GAMBAR

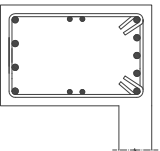
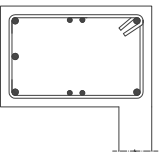
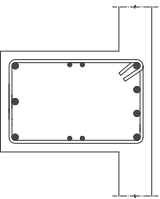
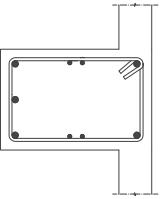
22

CATATAN

- Satuan dalam cm



Balok Induk	B1		B2	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Potongan				
Dimensi	600/400 mm	600/400 mm	600/400 mm	600/400 mm
Tul. Atas	5D22	2D22	5D22	2D22
Tul. Tengah	2Ø10	2Ø10	2Ø10	2Ø10
Tul. Bawah	3D22	3D22	3D22	3D22
Decking	40 mm	40 mm	40 mm	40 mm
Senggang	2D13 - 125	2D13 - 250	2D13 - 125	2D13 - 250

Balok Induk	B1A		B2A	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Potongan				
Dimensi	600/400 mm	600/400 mm	600/400 mm	600/400 mm
Tul. Atas	5D25	2D25	4D25	2D25
Tul. Tengah	4D19	4D19	4D16	4D16
Tul. Bawah	4D25	3D25	3D25	3D25
Decking	40 mm	40 mm	40 mm	40 mm
Senggang	2D13 - 150	2D13 - 150	2D13 - 150	2D13 - 150



JURUSAN TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
FAKULTAS TEKNIK SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

SKEDUL PENULANGAN BALOK

SKALA

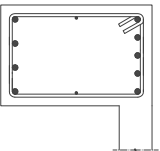
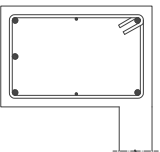
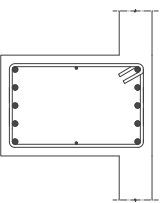
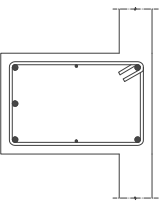
1 : 30

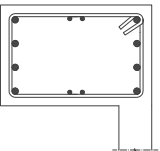
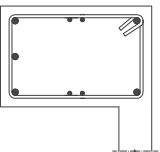
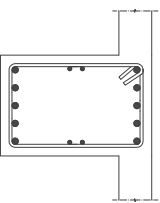
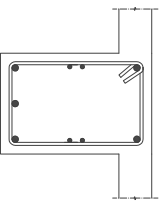
NO. GAMBAR

09

32

CATATAN

Balok Induk	B3		B4	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Potongan				
Dimensi	600/400 mm	600/400 mm	600/400 mm	600/400 mm
Tul. Atas	5D22	2D22	5D22	2D22
Tul. Tengah	2Ø10	2Ø10	2Ø10	2Ø10
Tul. Bawah	4D22	3D22	5D22	3D22
Decking	40 mm	40 mm	40 mm	40 mm
Senggang	2D13 - 100	2D13 - 250	2D13 - 100	2D13 - 200

Balok Induk	B3A		B4A	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Potongan				
Dimensi	600/400 mm	600/400 mm	600/400 mm	600/400 mm
Tul. Atas	4D25	2D25	5D25	2D25
Tul. Tengah	4D16	4D16	4D16	4D16
Tul. Bawah	4D25	3D25	5D25	3D25
Decking	40 mm	40 mm	40 mm	40 mm
Senggang	2D13 - 100	2D13 - 100	2D13 - 100	2D13 - 100



JURUSAN TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

SKEDUL PENULANGAN BALOK

SKALA

1 : 30

NO. GAMBAR

10

32

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

SKEDUL PENULANGAN BALOK

SKALA

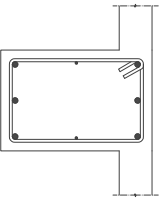
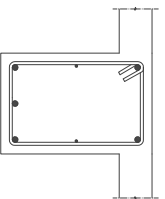
1 : 30

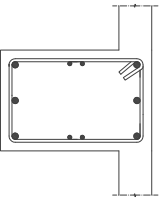
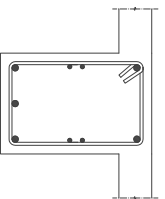
NO. GAMBAR

11

32

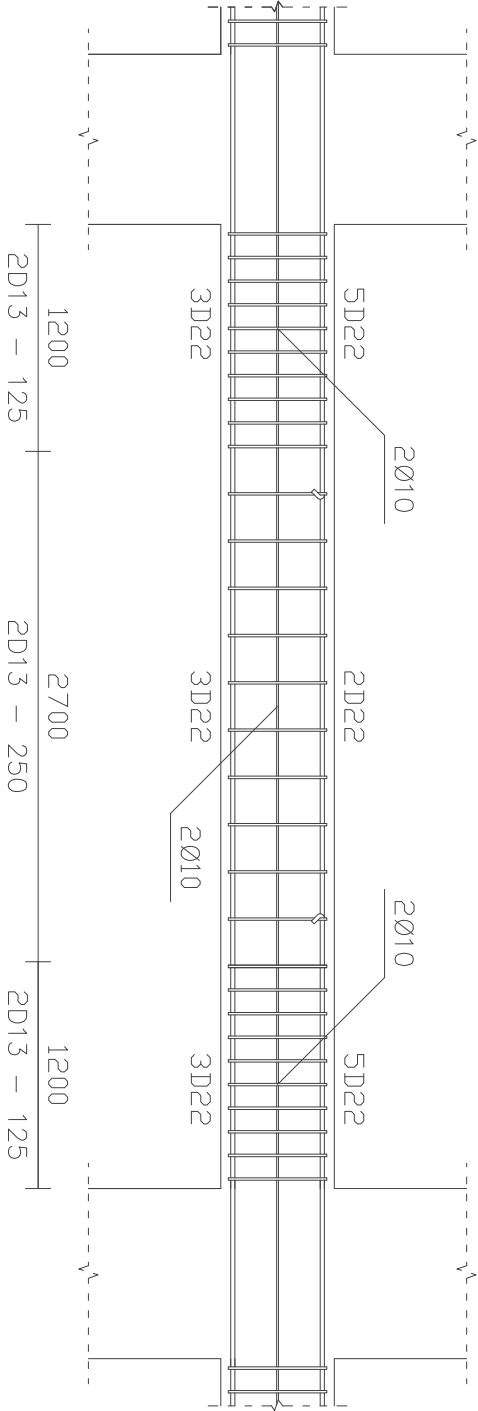
CATATAN

Balok Induk	B5	
	Tumpuan	Lapangan
Potongan		
Dimensi	600/400 mm	600/400 mm
Tul. Atas	3D22	2D22
Tul. Tengah	2Ø10	2Ø10
Tul. Bawah	3D22	3D22
Decking	40 mm	40 mm
Senggang	2D13 – 125	2D13 – 250

Balok Induk	B5A	
	Tumpuan	Lapangan
Potongan		
Dimensi	600/400 mm	600/400 mm
Tul. Atas	3D25	2D25
Tul. Tengah	4D16	4D16
Tul. Bawah	3D25	3D25
Decking	40 mm	40 mm
Senggang	2D13 – 150	2D13 – 150

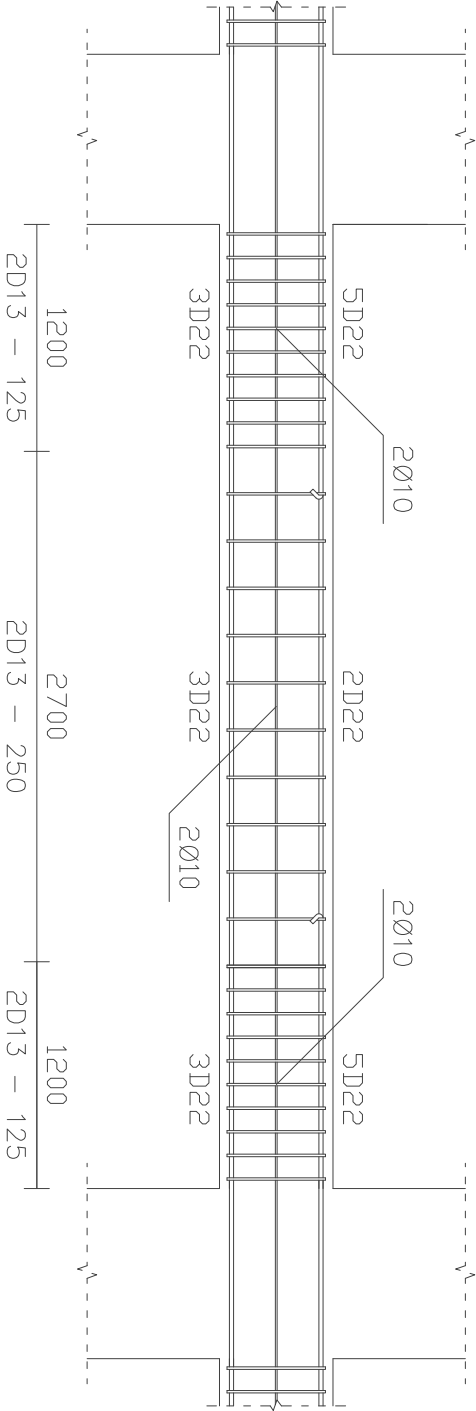
DETAIL PENULANGAN BALOK B1

SKALA 1 : 40



DETAIL PENULANGAN BALOK B2

SKALA 1 : 40



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN BALOK

SKALA

1 : 40

NO. GAMBAR

12

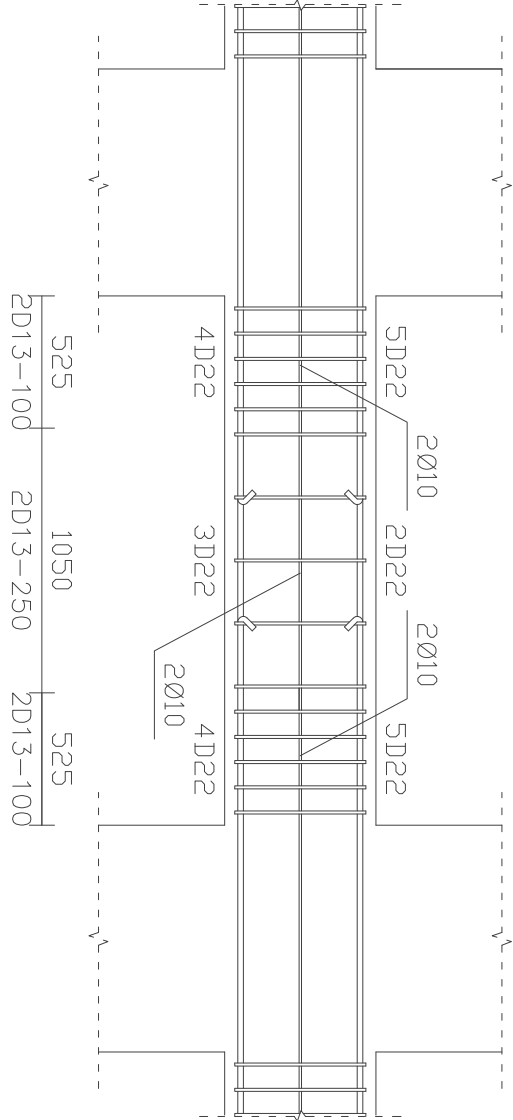
32

CATATAN

- Satuan dalam mm

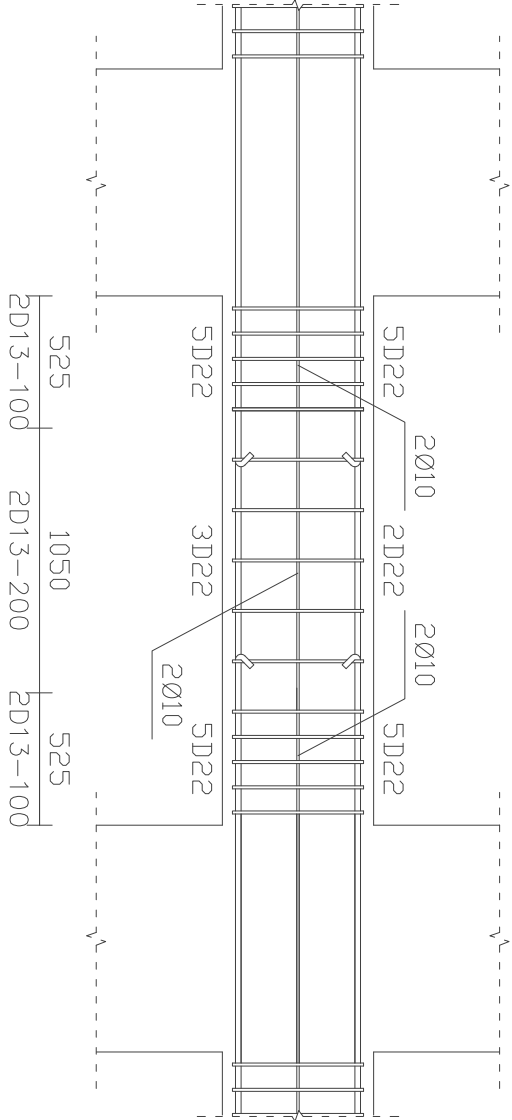
DETAIL PENULANGAN BALOK B3

SKALA 1 : 30



DETAIL PENULANGAN BALOK B4

SKALA 1 : 30



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN BALOK

SKALA

1 : 30

NO. GAMBAR

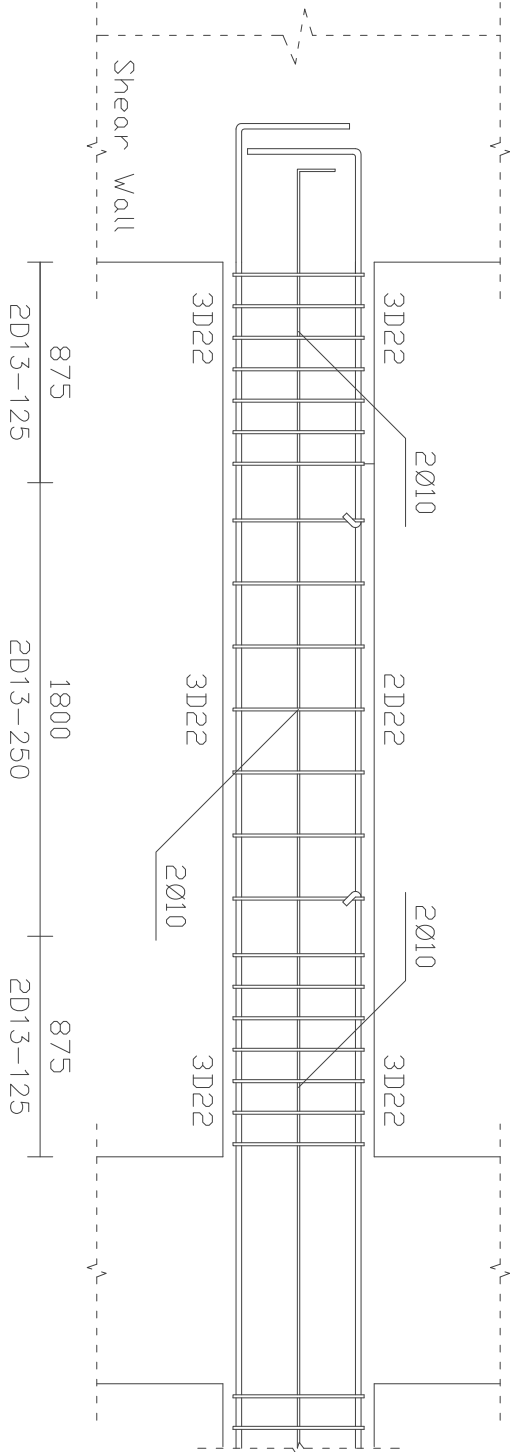
13 32

CATATAN

- Satuan dalam mm

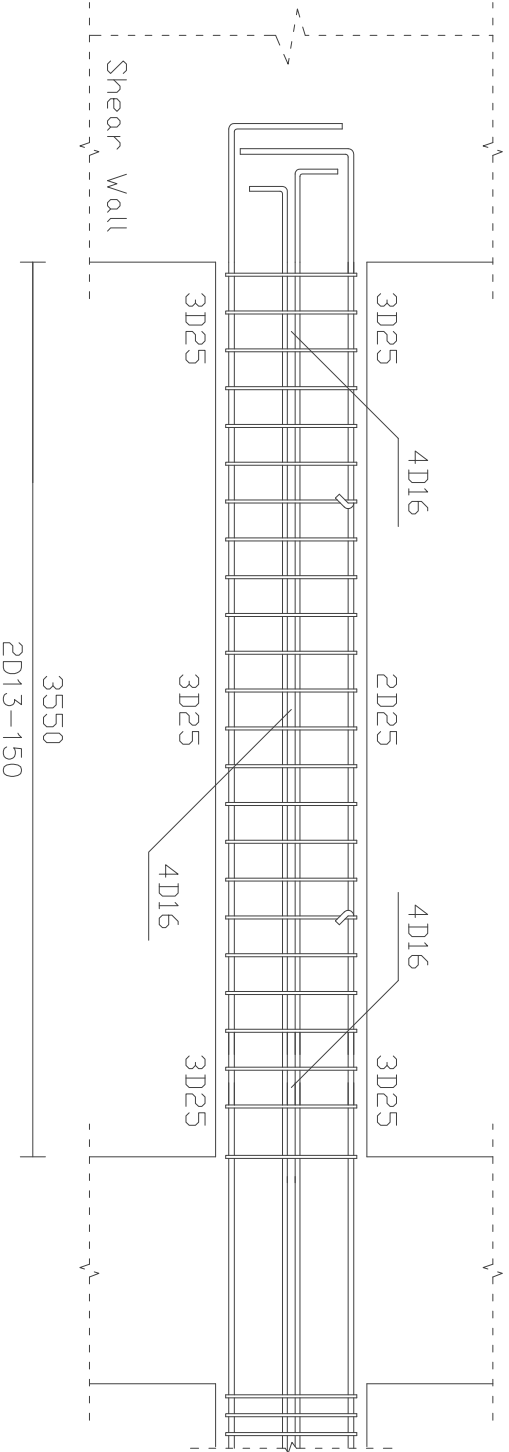
DETAIL PENULANGAN BALOK B5

SKALA 1 : 30



DETAIL PENULANGAN BALOK B5A

SKALA 1 : 30



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN BALOK

SKALA

1 : 30

NO. GAMBAR

14

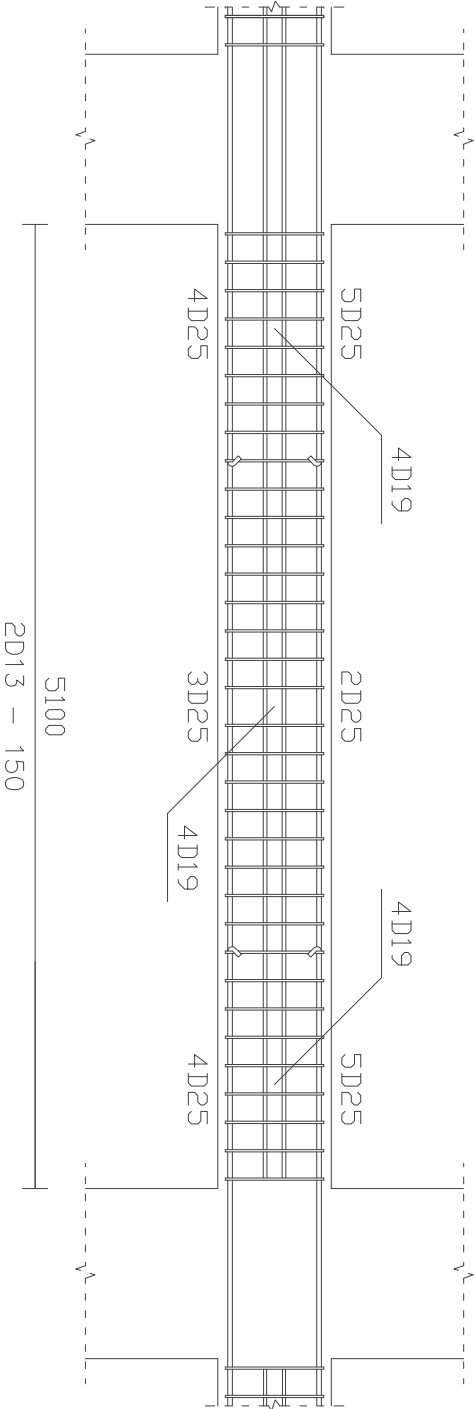
32

CATATAN

- Satuan dalam mm

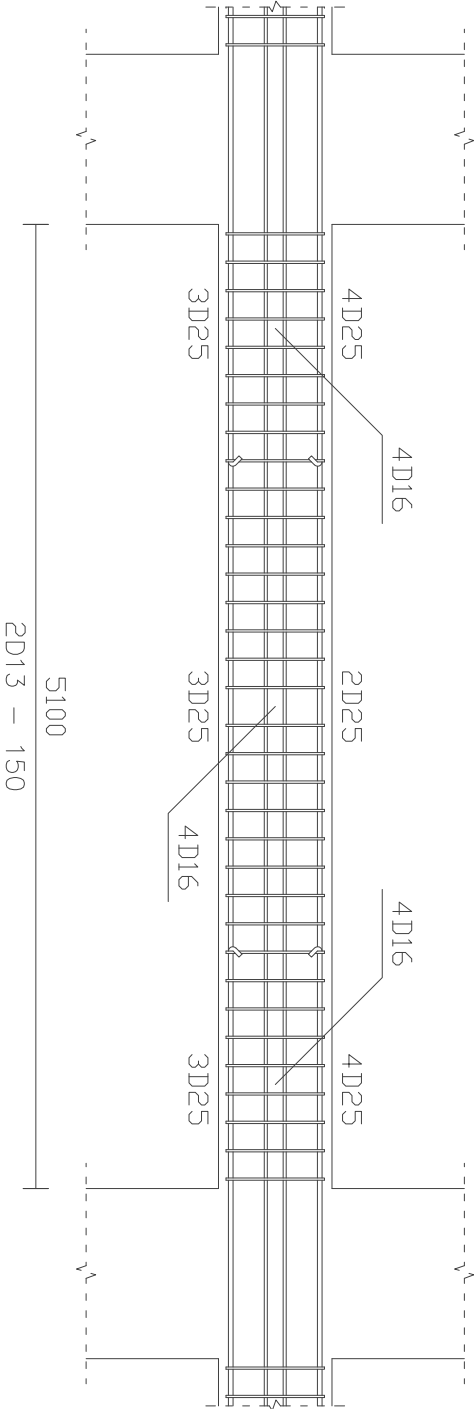
DETAIL PENULANGAN BALOK B1A

SKALA 1 : 40



DETAIL PENULANGAN BALOK B2A

SKALA 1 : 40



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN BALOK

SKALA

1 : 40

NO. GAMBAR

15

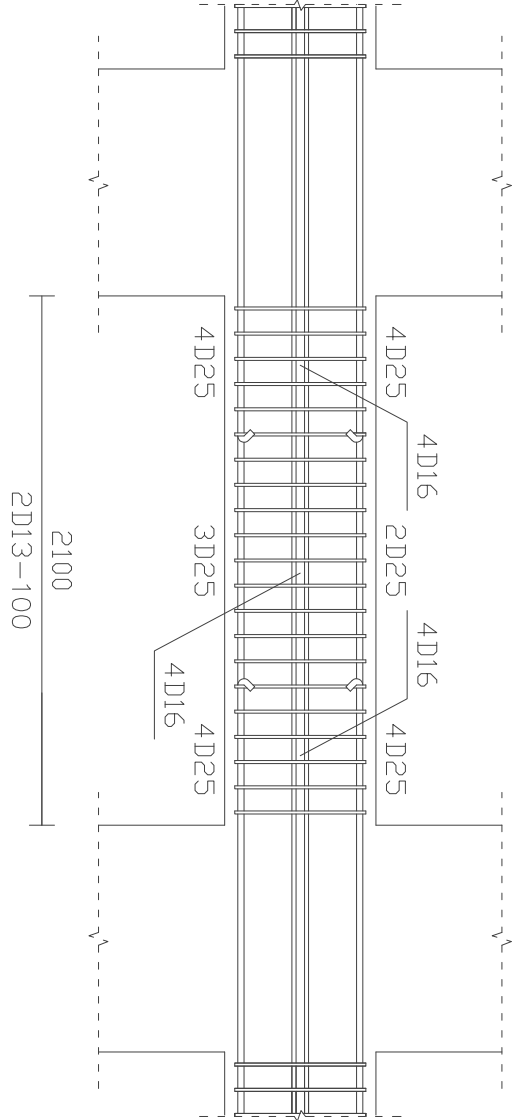
32

CATATAN

- Satuan dalam mm

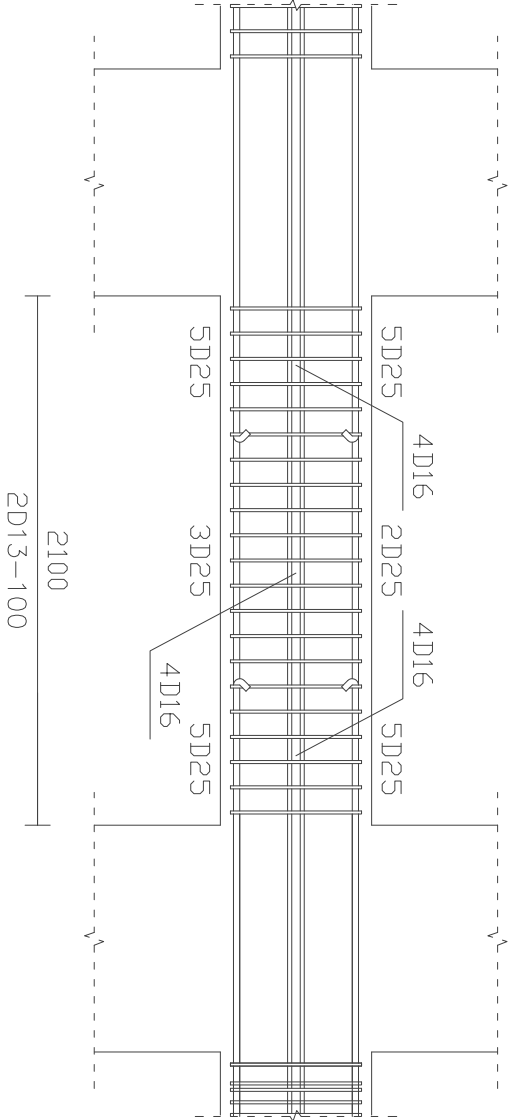
DETAIL PENULANGAN BALOK B3A

SKALA 1 : 30



DETAIL PENULANGAN BALOK B4A

SKALA 1 : 30



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN BALOK

SKALA

1 : 30

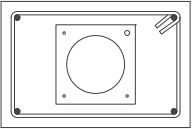
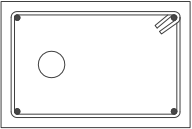
NO. GAMBAR

16

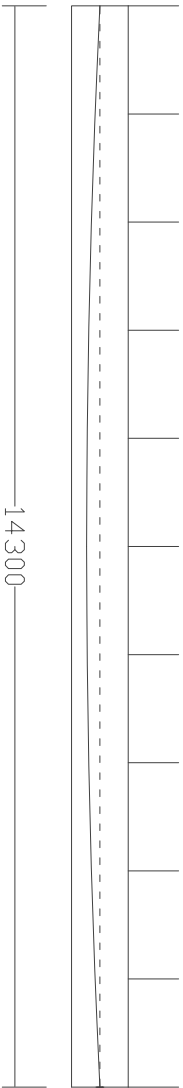
32

CATATAN

- Satuan dalam mm

Balok Prategang	BP	
	Tumpuan	Lapangan
Potongan		
Dimensi	750/500 mm	
Tipe Strand	ASTM A 416-06 Grade 270	
D. Strand	12,7 mm	
Jml. Strand	28 buah	
Tipe Tendon	Tendon Unit 5-31	
Tul.Atas	2D22	2D22
Tul.Bawah	2D22	2D22
Senggang	2D13 - 125	2D13 - 250

X = 0	X = 1430	X = 2860	X = 4290	X = 5270	X = 7150	X = 8580	X = 10010	X = 11440	X = 12870	X = 14300
Y = 0	Y = 63	Y = 112	Y = 147	Y = 168	Y = 175	Y = 168	Y = 147	Y = 112	Y = 63	Y = 0



KOORDINAT TENDON SKALA 1 : 100



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

SKEDUL DAN KOORDINAT
BALOK PRATEGANG

SKALA

-

NO. GAMBAR

17

32

CATATAN

- Satuan dalam mm



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN BALOK
PRATEGANG DAN KONSOL
PENDEK

SKALA

-

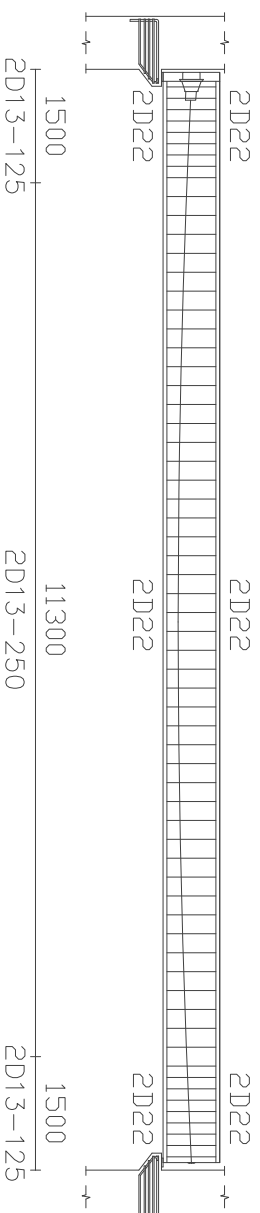
NO. GAMBAR

18

32

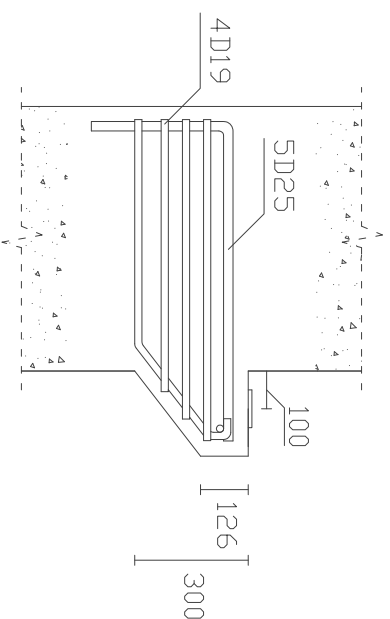
CATATAN

- Satuan dalam mm



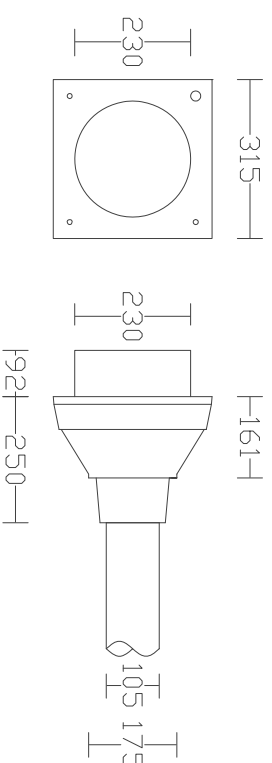
DETAIL PENULANGAN BALOK BP

SKALA 1 : 100



DETAIL KONSOL

SKALA 1 : 200



DETAIL ANGKUR

SKALA 1 : 150



JURISAN TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
FAKULTAS TEKNIK SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

SKEDUL PENULANGAN KOLOM

SKALA

1 : 30

NO. GAMBAR

19

32

CATATAN

Kolom	K1		K2	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Potongan				
Dimensi	900×900	900×900	800×800	800×800
Tul. Utama	20D25	20D25	20D22	20D22
Decking	40 mm	40 mm	40 mm	40 mm
Senggang	6D13-100	4D13-125	6D13-100	4D13-125

Kolom	K3	
	Tumpuan	Lapangan
Potongan		
Dimensi	700×700	700×700
Tul. Utama	20D22	20D22
Decking	40 mm	40 mm
Senggang	6D13-100	4D13-125



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN KOLOM

SKALA

-

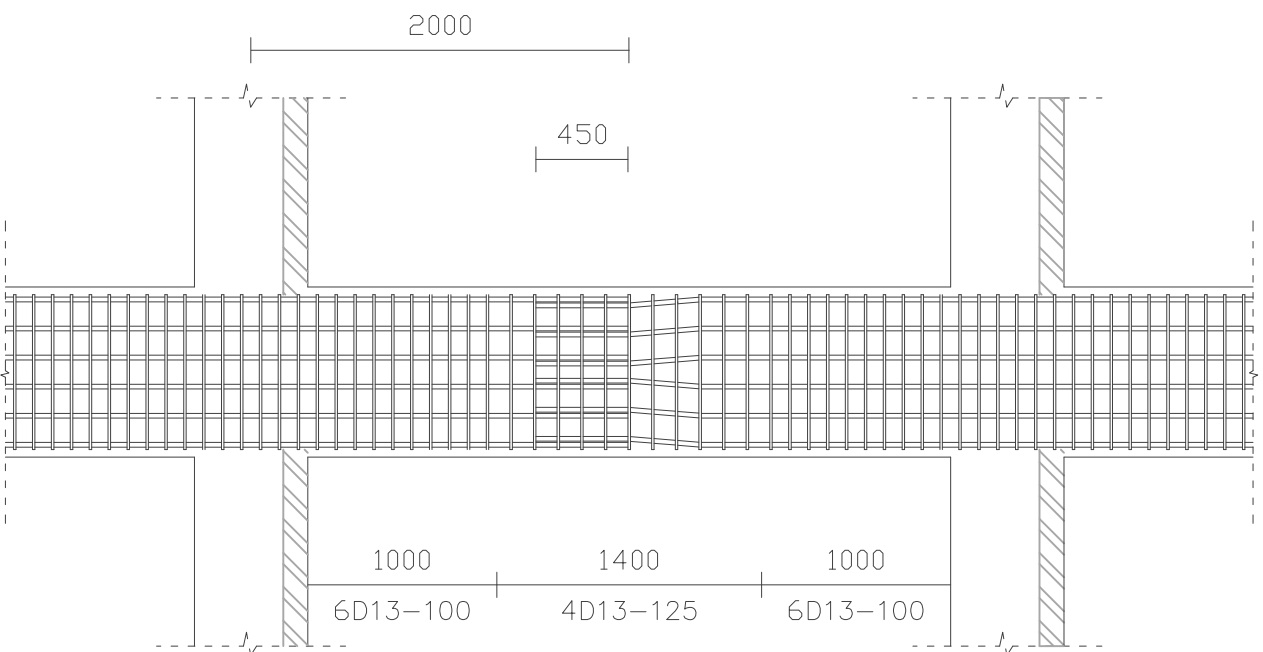
NO. GAMBAR

20

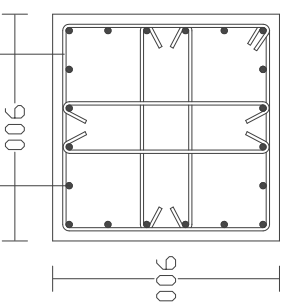
32

CATATAN

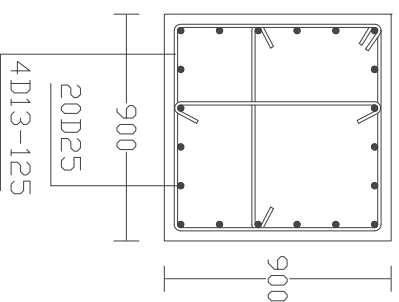
- Satuan dalam mm



Tumpuan



Lapangan



DETAIL PENULANGAN KOLOM K1
SKALA 1 : 40



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN KOLOM

SKALA

-

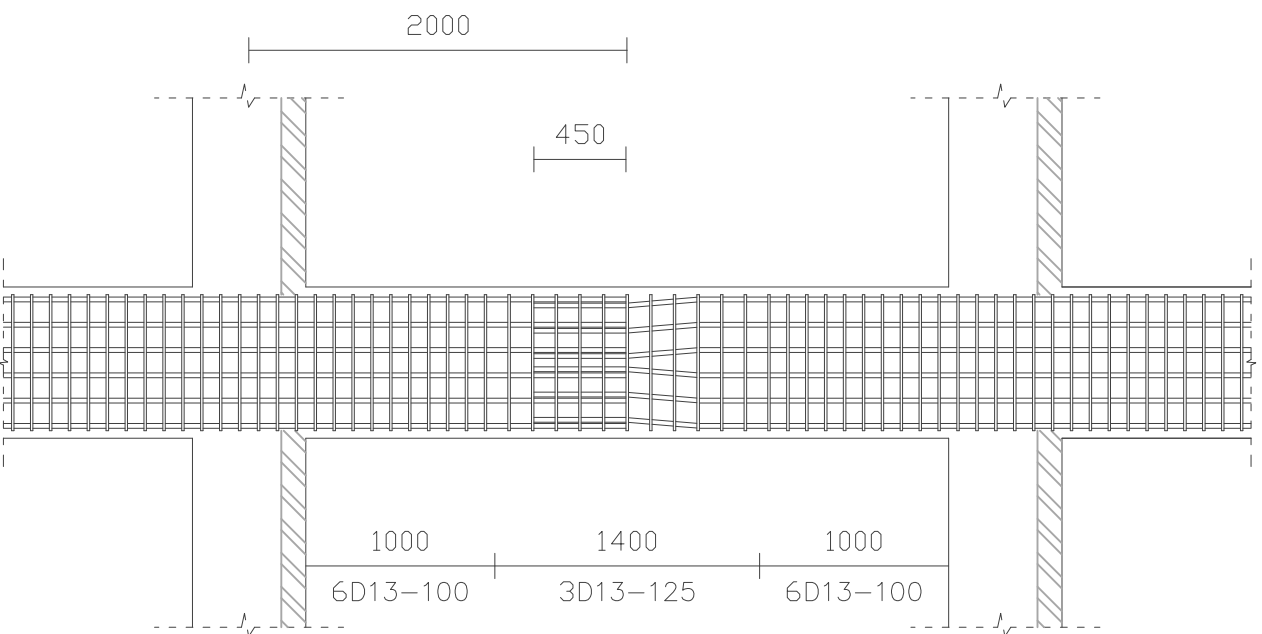
NO. GAMBAR

21

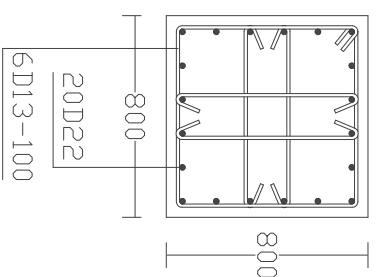
32

CATATAN

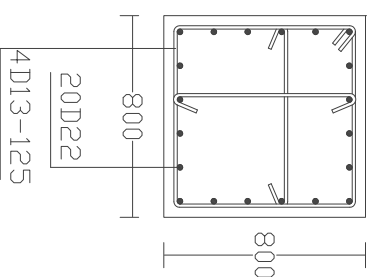
- Satuan dalam mm



Tumpuan



Lapangan



DETAIL PENULANGAN KOLOM K2

SKALA 1 : 40



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN KOLOM

SKALA

-

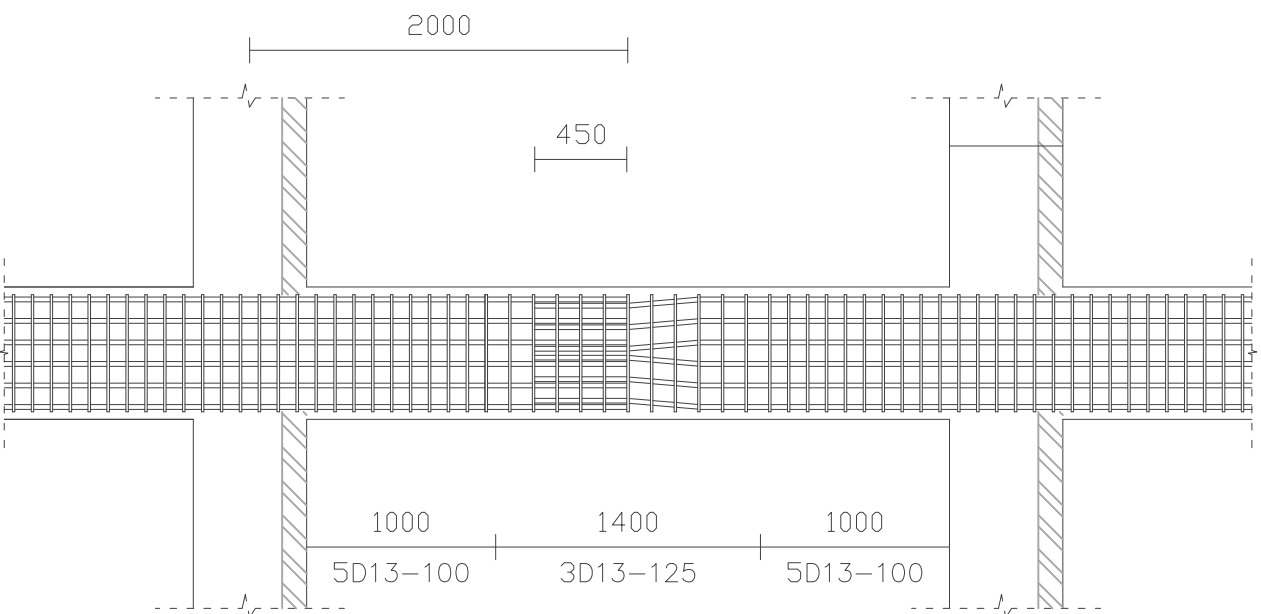
NO. GAMBAR

22

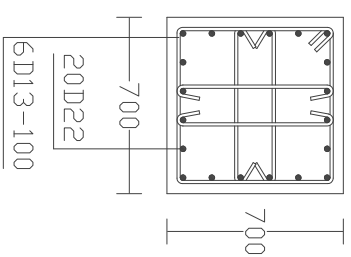
32

CATATAN

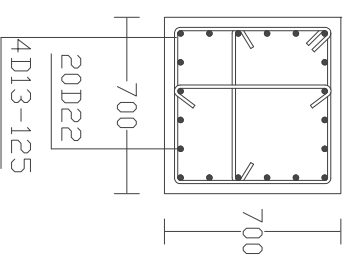
- Satuan dalam mm



Tumpuan

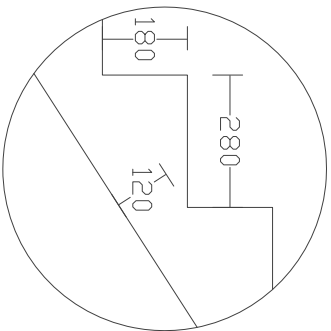


Lapangan



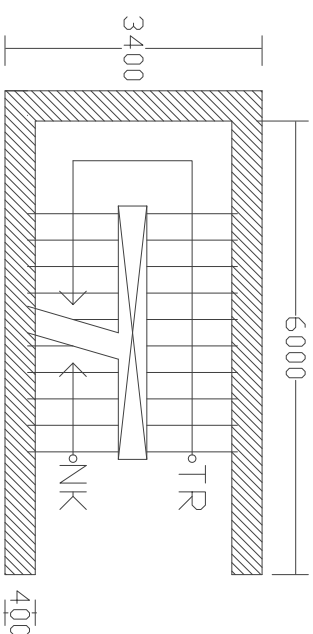
DETAIL PENULANGAN KOLOM K3

SKALA 1 : 40



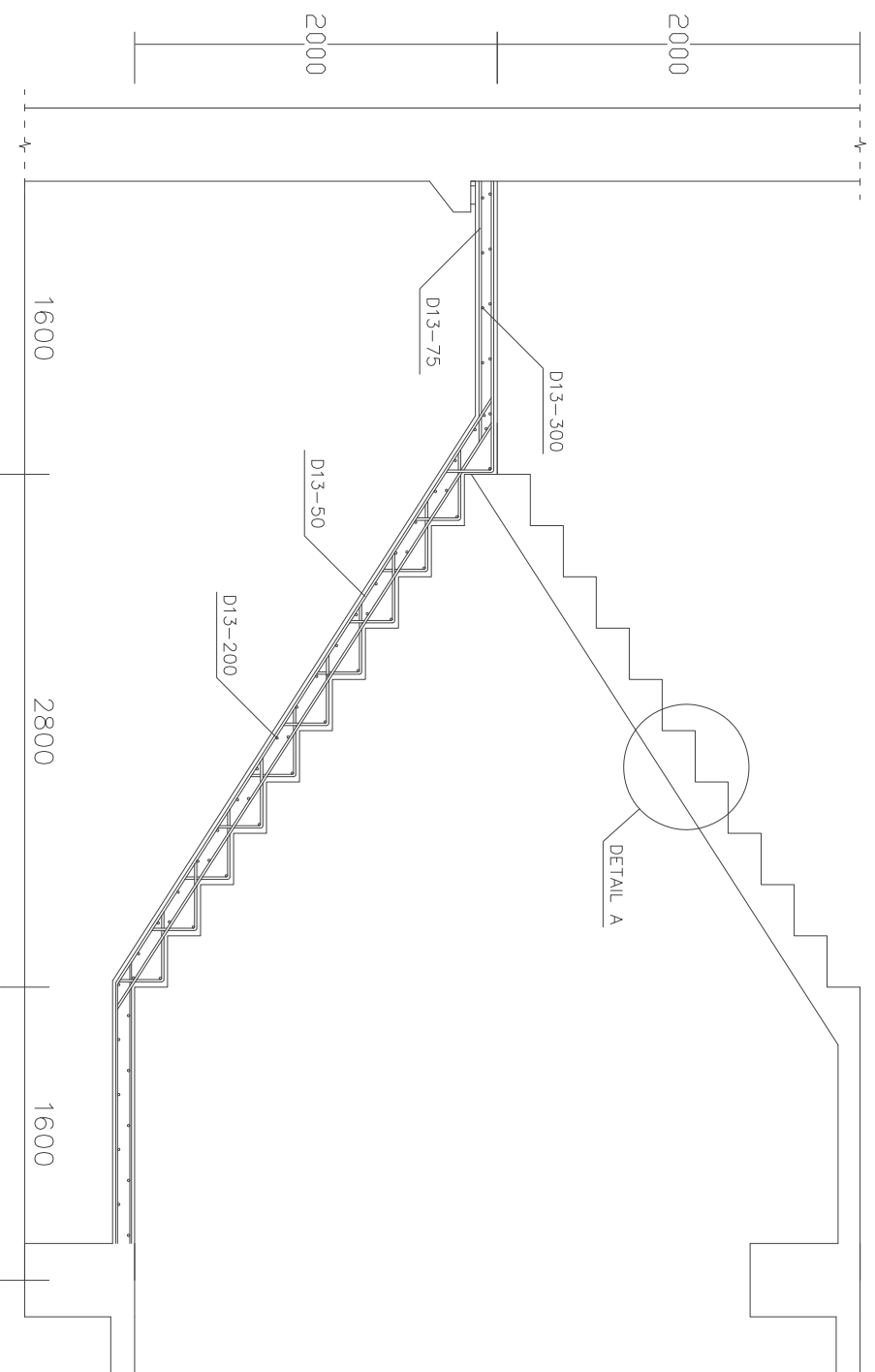
DETAIL A

SKALA 1 : 16



DENAH TANGGA

SKALA 1 : 100



DETAIL PENULANGAN TANGGA

SKALA 1 : 40



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

TANGGA

SKALA

-

NO. GAMBAR

23

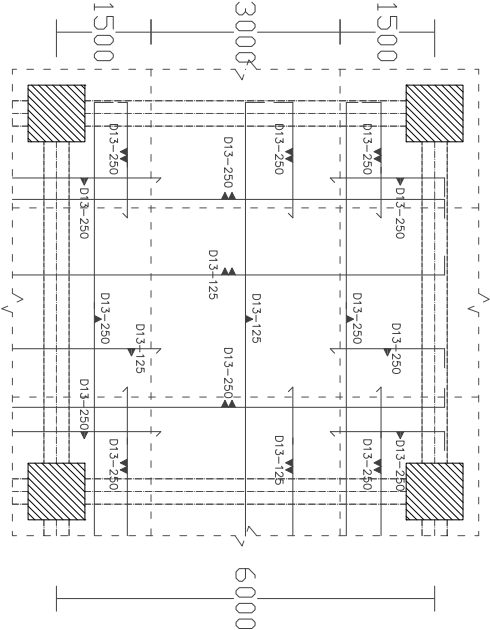
32

CATATAN

- Satuan dalam mm

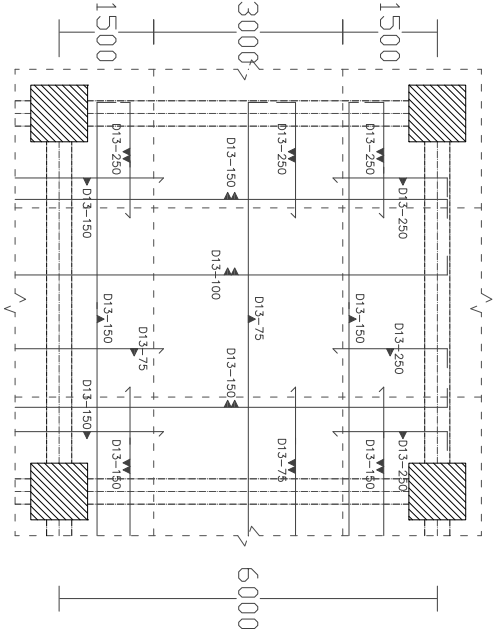
DETAIL PENULANGAN PELAT TИPE A

SKALA 1 : 120



TИPE A

Lantai 1-23



TИPE A

Lantai 24

KETERANGAN :

- = Tulangan Atas, Dipasang Kedua
- = Tulangan Atas, Dipasang Pertama
- = Tulangan Bawah, Dipasang Kedua
- = Tulangan Bawah, Dipasang Pertama



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HAADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN PELAT
TИPE A

SKALA

1 : 120

NO. GAMBAR

24

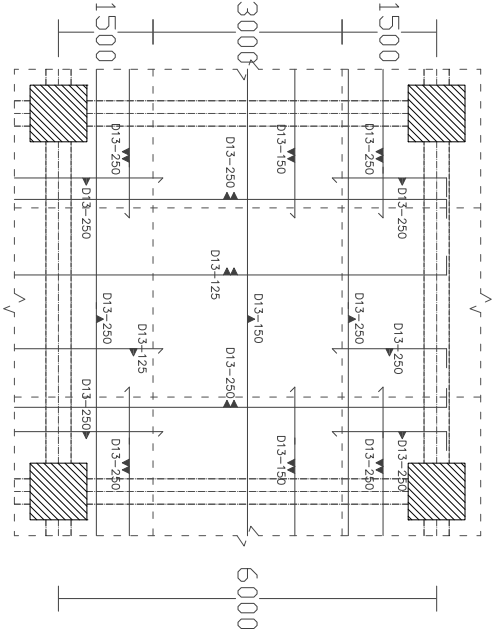
32

CATATAN

- Satuan dalam mm

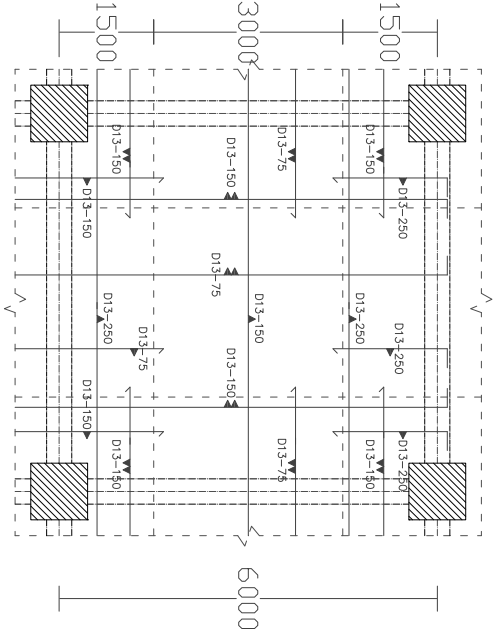
DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE B

SKALA 1 : 120



TIPE B

Lantai 1-23



TIPE B

Lantai 24



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HAADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN PELAT
TIPE B

SKALA

1 : 120

NO. GAMBAR

25

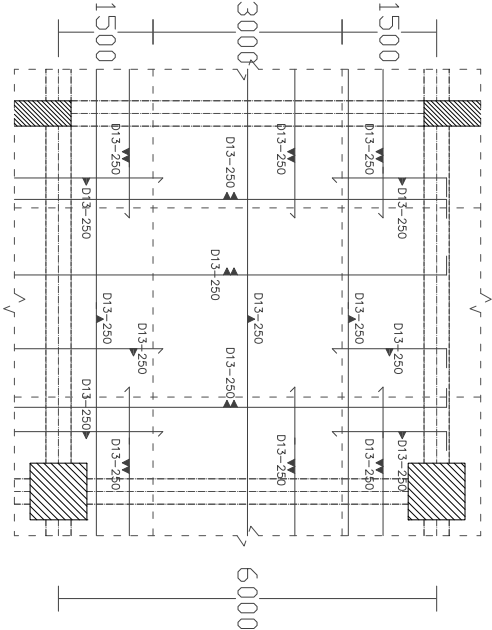
32

CATATAN

- Satuan dalam mm

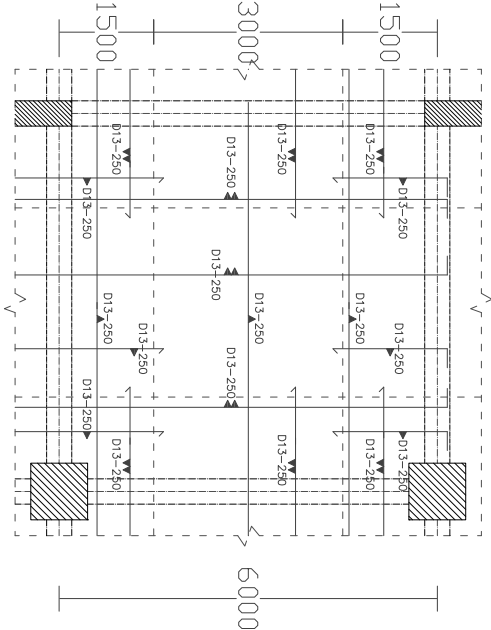
DETAIL PENULANGAN PELAT TPE E

SKALA 1 : 60



Tipe E

Lantai 1-23



Tipe E

Lantai 24

KETERANGAN :

- = Tulangan Atas, Dipasang Kedua
- = Tulangan Atas, Dipasang Pertama
- = Tulangan Bawah, Dipasang Kedua
- = Tulangan Bawah, Dipasang Pertama



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HAADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN PELAT
Tipe E

SKALA

1 : 120

ND. GAMBAR

26

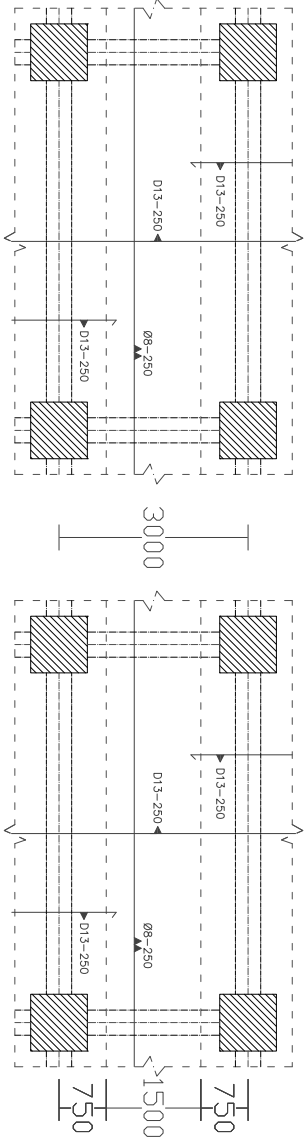
32

CATATAN

- Satuan dalam mm

DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE C

SKALA 1 : 120



Type C

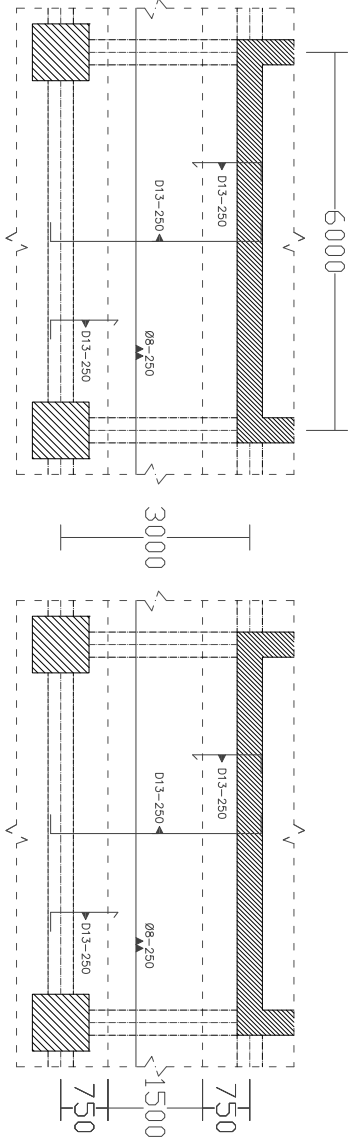
Lantai 1-23

Type C

Lantai 24

DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE D

SKALA 1 : 120



Type D

Lantai 1-23

Type D

Lantai 24

KETERANGAN :

- = Tulangan Atas, Dipasang Kedua
- = Tulangan Atas, Dipasang Pertama
- = Tulangan Bawah, Dipasang Kedua
- = Tulangan Bawah, Dipasang Pertama



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN PELAT
TIPE C & D

SKALA

1 : 120

NO. GAMBAR

27 32

CATATAN

- Satuan dalam mm



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN PELAT
Tipe F

SKALA

1 : 120

NO. GAMBAR

28

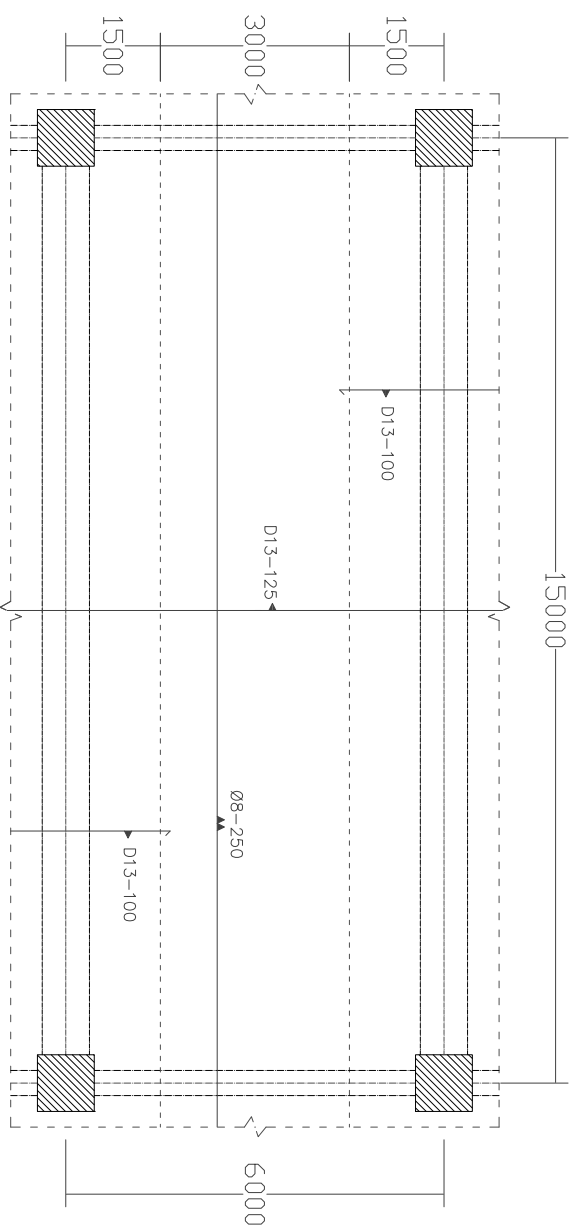
32

CATATAN

- Satuan dalam mm

DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE F

SKALA 1 : 120



KETERANGAN :

- = Tulangan Atas, Dipasang Kedua
- = Tulangan Atas, Dipasang Pertama
- = Tulangan Bawah, Dipasang Kedua
- = Tulangan Bawah, Dipasang Pertama



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN DINDING
GESER

SKALA

1 : 40

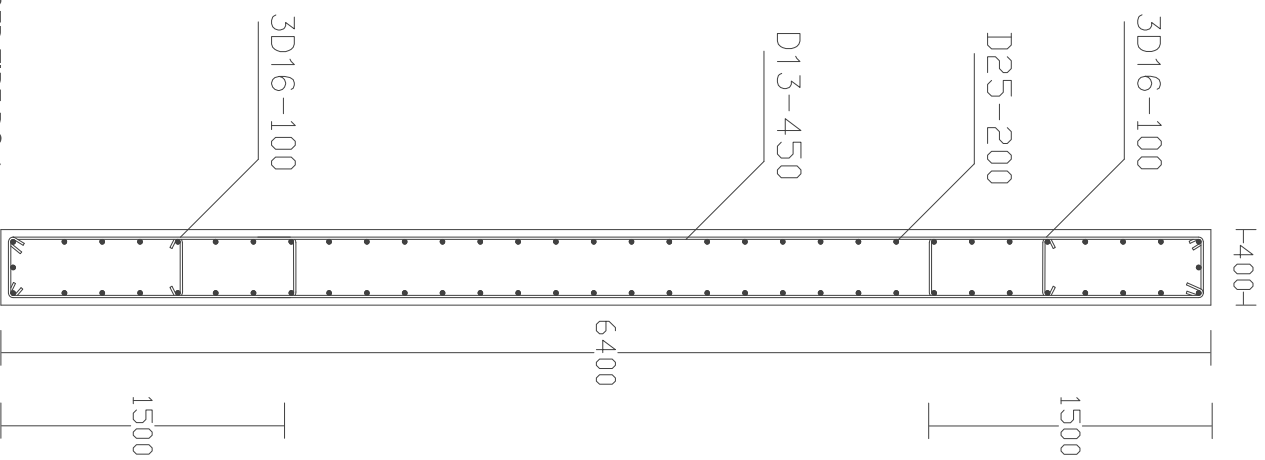
NO. GAMBAR

29

32

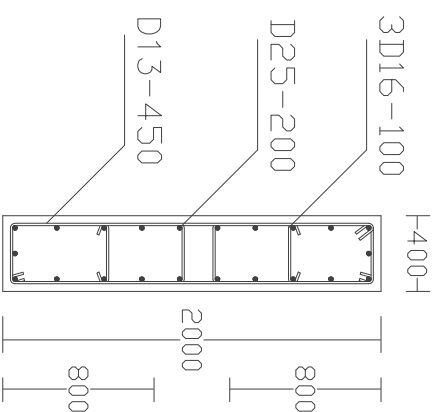
CATATAN

- Satuan dalam mm



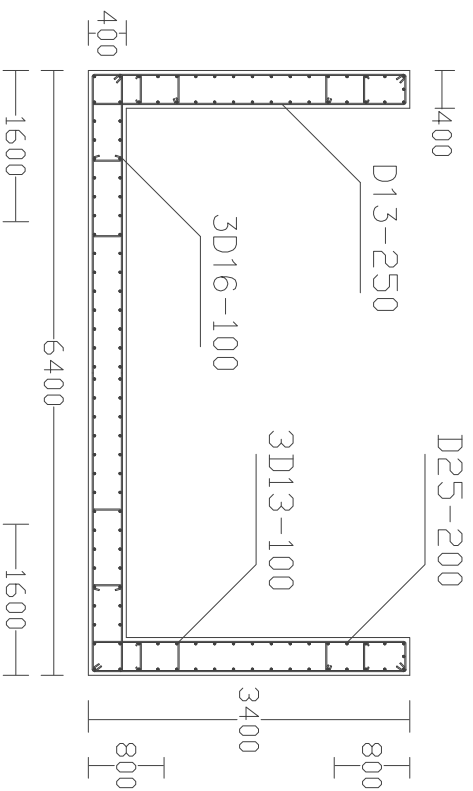
DINDING GESER TIPE DG 1

SKALA 1 : 40

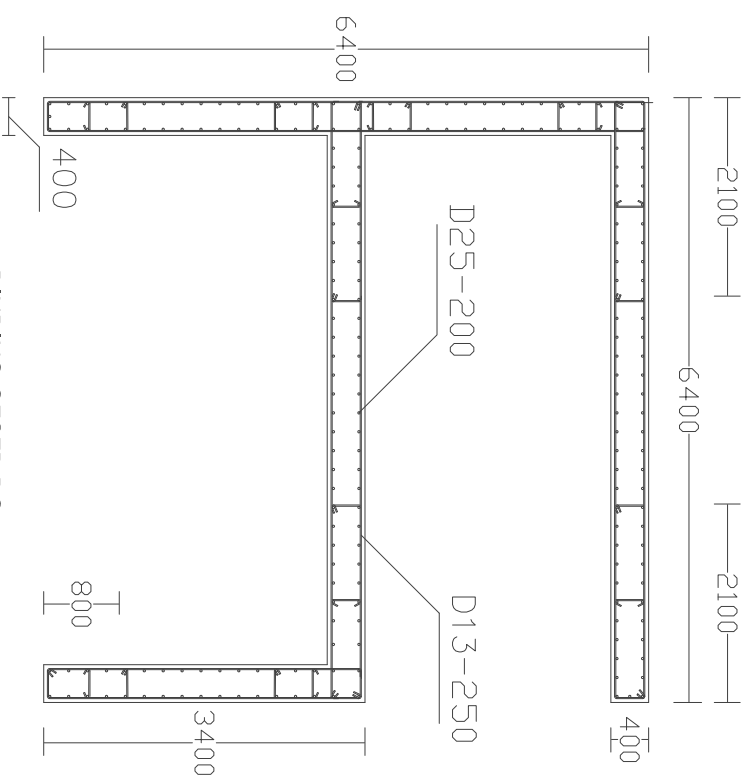


DINDING GESER TIPE DG 2

SKALA 1 : 40



DINDING GESER DG 3
SKALA 1 : 80



DINDING GESER DG 4
SKALA 1 : 80



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSSEN PEMBIMBING

Prof. TAYID, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN DINDING
GESER

SKALA

1 : 80

NO. GAMBAR

30

32

CATATAN

- Satuan dalam mm



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

DENAH PONDASI

SKALA

1 : 400

NO. GAMBAR

31

32

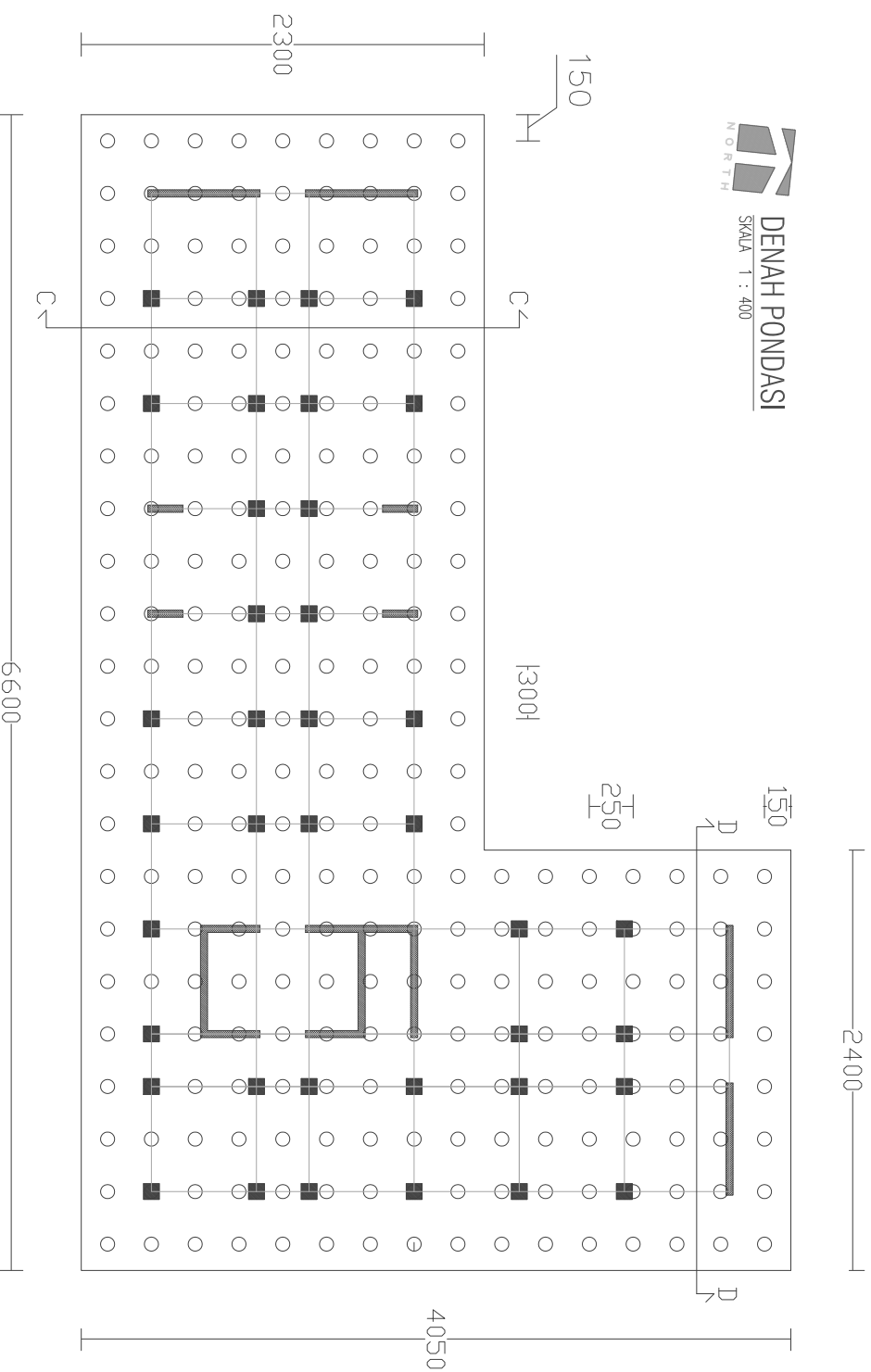
CATATAN

- Satuan dalam cm



DENAH PONDASI

SKALA 1 : 400





JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE ROYAL OLIVE
RESIDENCE JAKARTA DENGAN BALOK
BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVID, ST, MT, Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

TEGAR FADHLUL HADI
3114 106 008

JUDUL GAMBAR

POTONGAN C-C DAN D-D

SKALA

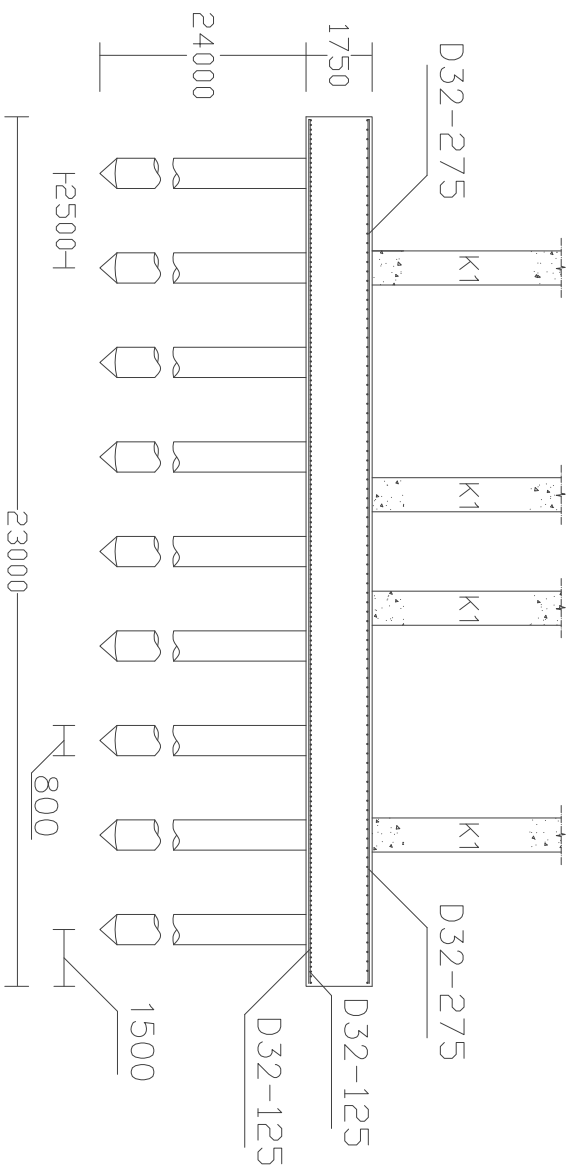
1 : 200

ND. GAMBAR

323

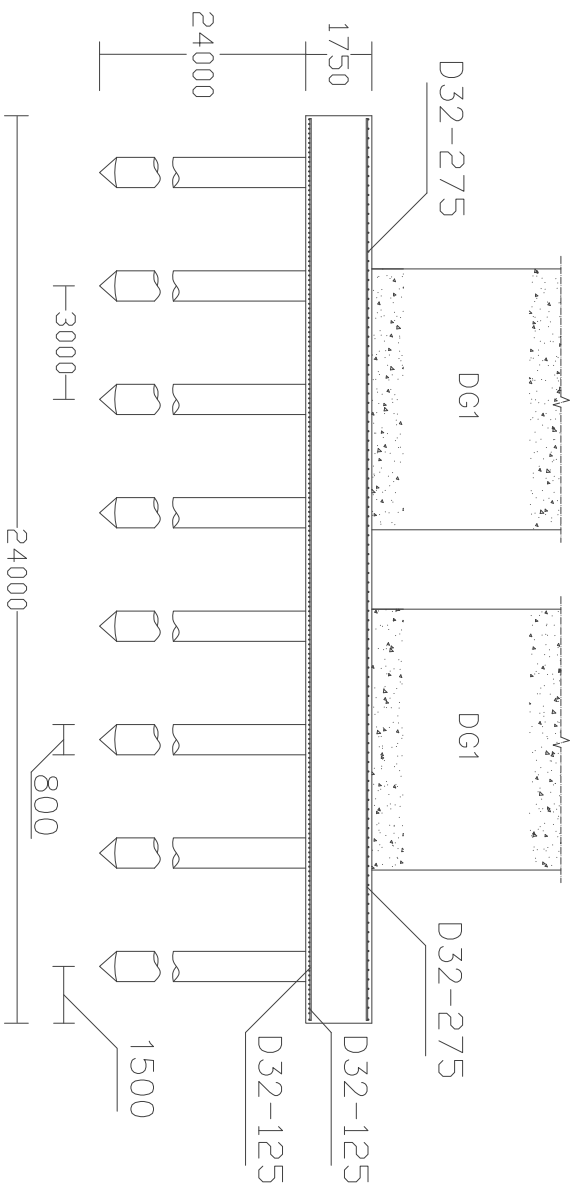
CATATAN

- Satuan dalam mm



POTONGAN C-C

SKALA 1 : 200



POTONGAN D-D

SKALA 1 : 200



Tegar Fadhlul Hadi

Penulis dilahirkan di Depok, 14 Agustus 1993, merupakan anak ketiga dari tiga bersaudara.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD N Beji Timur 2, SMP N 2 Depok, dan SMA N 3 Depok pada tahun 2011. Selama 3 tahun Penulis menempuh pendidikan pada jenjang diploma di Politeknik Negeri Jakarta (PNJ) Jurusan Teknik Sipil program studi Teknik Konstruksi Gedung. Pada tahun 2015, Penulis melanjutkan pendidikannya ke tahap sarjana di Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS) melalui program Lintas Jalur. Penulis juga aktif sebagai relawan dalam Gerakan Melukis Harapan (GMH) *Batch 4* di bidang pendidikan.

Penulis terdaftar di Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS) dengan NRP 3114106008. Penulis sangat berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca serta penulis sendiri. Penulis juga mengharapkan saran dan kritikan yang membangun pada Tugas Akhir ini. Apabila Pembaca ingin berkorespondensi dengan Penulis, dapat berkomunikasi melalui *email* : **tegar.fadhlulhadi@hotmail.com**